Prof. dr. ing. Adrian Popovici * Dr. ing. Călin Popescu

BARAJE PENTRU ACUMULĂRI DE APĂ

Vol. I

Seria „Construcţii hidrotehnice"

EDITURA TEHNICĂ
BUCUREŞTI – 1992

This book presents the most advanced achievements in both, Romania and abroad engineering activities concerning planning, designing, construction and surveying of dams for water storage. The material of the book prepared in a period of about 25 years was divided in two volumes. The first volume consists of four chapters, as follows: geological engineering investigations for dam construction, dam foundations, the Finite Element Method in dam analysis and concrete dams. The second volume consists also of four chapters, respectively: embankment dams, spillways and energy dissipators, earthquake behaviour of dams and dams safety and ecological, environmental aspects. In this way all the problems associated with dams engineering are comprehensively covered on a logical and unitary basis.

Some numerous bibliographic references were studied and processed in order to prepare the book material. They included the classical treatises in this field and also the most valuable publicatinos in the dams engineering, among them being mentioned: International Committee of Large Dams (ICOLD) Conference Proceedings, International Society of Rock Mechanics (ISRM) Conference Proceedings, European Earthaquake Engineering Conferences (EEEC), international symposia and workshops dedicated ot dams, International Water Power & Dam Construction (United Kingdom), Travaux (France), ISMES Bergamo Publications, l'Energia Elletrica (Italy), Ghidrotehniceskoe Stroitelstvo (Soviet Union), Hidrotehnica (Romania) and so on. Recent achievements in dams construction and operation as: dams on difficult foundations, rollcrete dams, concrete dam cracks, spillways and outlets with large capacity, dams earthquake provisions, dams safety and their ageing were attentively treated. Special heed was paid to the dams computation and structural optimisation, domain in which the original contributions of the authors are relatively important. Both, static and dynamic analysis of dams are based on modern numerical procedures as Finite Element Method.

The authors of the book are well kmown and appreciated consulting engineers with considerable experience in the hydraulic structures field in Romania. The first author is being professor at Hydraulic Structures and Earthquake Engineering disciplines, head of department at Civil Engineering Institute of Bucharest. He is currently a consultant working on dams in Romania and abroad. The second author has been an appreciated in site and designing engineer, with numerous practical contributions at more than 20 romanian large dams. For a long period, he has been general manager at Hydraulic Construction Work Co. and respectively, Hydraulic Structures Study and Design Co.

The book would serve as a guide for all concerned with planning, designing, construction or surveying of dams and provides the technically trained, qualified engineer with specialized and technical information that can be readily used in the above mentioned activities. To the same extent it may usefull for postgraduated students from Hydrotechnics faculties and hydraulic engineers attending at dam training courses.

În memoria maestrului nostru,
prof. dr. doc. ing. RADU PRIȘCU
creator de școală

AURELIAN
MITITELU

Prefață

Amenajarea resurselor de apă, incluzînd în scheme mari baraje pentru acumulări, se desfășoară, mai ales după sfîrșitul celui de al doilea război mondial, într-un ritm susținut, atît în țara noastră cît și în multe alte țări ale lumii. Pe prim plan se situează amenajările pentru producerea de energie hidroelectrică — energie regenerabilă și nepoluantă — dar și cele pentru alimentări cu apă și canalizări, irigații și desecări, regularizări de rîuri și căi navigabile, combaterea efectelor distructive ale apelor și ale poluării sînt la fel de importante și necesare.

În această activitate continuă și de amploare, performanțele construcțiilor de baraje au crescut neîncetat. Spre exemplu, înălțimea celor mai înalte baraje din lume a crescut într-un interval de circa 70 de ani, după 1916, de la 107 m (barajul arcuit Arrowrock — S.U.A.) la 308m și respectiv, 335 m (barajele de pămînt Nurek și Rogunski — U.R.S.S.). În România, în perioada 1950... ...1990, s-au construit sau se află în stare avansată de realizare circa 180 de baraje cu înălțimi cuprinse între 15 și 170 m, cele mai reprezentative fiind barajul arcuit Vidraru-Argeș (H = 167 m) și barajul de piatră cu nucleu de argilă Gura Apelor-Rîul Mare (H = 168 m). Experiența de concepție, calcul, execuție sau exploatare obținută la aceste lucrări s-au concretizat într-o apreciată școală românească de baraje care mai recent și-a adus aportul și la realizarea unor lucrări de baraje din alte țări ca Iran, Algeria, Canada, Bolivia ș.a. Autorii lucrării au avut șansa, de-a lungul a peste 25 de ani de activitate în domeniu, de a participa direct sau în calitate de consultanți tehnici la realizarea a numeroase dintre aceste lucrări. Dispariția tragică în plină activitate și putere de muncă a colegului de generație și prietenului meu dr. ing. Călin Popescu, coautor al prezentei lucrări, a constituit o grea pierdere pentru hidrotehnica românească.

Lucrarea își propune să sistematizeze bazele teoretice și practice, precum și cele mai noi realizări atît pe plan internațional cît și național în concepția, calculul, execuția și supravegherea barajelor pentru acumulări de apă. Pentru elaborarea lucrării s-a cercetat și prelucrat o amplă bibliografie cuprinzînd manualele clasice precum și cele mai valoroase publicații din domeniu, între care se citează volumele de comunicări ale Congreselor Internaționale ale Marilor Baraje (ICOLD Proceedings), colecțiile revistelor Water Power & Dam Construction (Anglia), Travaux (Franța), ISMES-Bergamo Publications, l'Energia Elletrica (Italia), Ghidrotechniceskoe Stroitelstvo (URSS), Hidrotehnica (România) și altele. O atenție deosebită s-a acordat prezentării contribuțiilor în domeniu ale specialiștilor români, între care și cele ale autorilor referitoare, mai ales, la concepția și calculul barajelor.

Lucrarea este structurată, în principal, după schema primei părți a cursului de Construcții Hidrotehnice predat de primul dintre autori la Facultatea de

Hidrotehnică din Institutul de Construcții-București, începînd din anul 1970. Ea este împărțită în două volume, fiecare cuprinzînd patru capitole. În primul volum se tratează despre cercetări geologico-inginerești, terenul de fundare, aplicarea metodei elementelor finite în analiza statică și dinamică a barajelor și baraje de beton. În volumul al doilea problemele tratate se referă la baraje din materiale locale, descărcători și disipatori hidraulici, comportarea la cutremur, siguranța și impactul barajelor cu mediul ambiant. Acest mod de structurare a urmărit prezentarea într-o formă unitară, echilibrată și cuprinzătoare a problemelor din toate etapele caracteristice realizării sau exploatării barajelor: studii, proiectare, execuție, supraveghere și întreținere.

Exemplificările din cuprinsul lucrării cu numeroasele baraje din România nu ar fi fost posibile fără munca entuziastă și de înaltă competență a colectivelor de specialiști de la Institutul de Studii și Proiectări Hidroenergetice, Institutul de Cercetări și Proiectări de Gospodărirea Apelor (în prezent Aquaproiect S.A.), Trustul de Construcții Hidroenergetice (în prezent Hidroconstrucția S.A.) și Trustul de Lucrări Hidrotehnice Speciale, toate din București, precum și a miilor de constructori „anonimi" care au durat aceste minunate lucrări și cărora li se aduc cuvenitele mulțumiri. Autorii mulțumesc în mod respectuos prof. dr. ing. Alexandru Diacon, de a cărui vastă experiență inginerească au beneficiat cu ocazia a numeroase expertize la baraje din țară. Mulțumiri colegiale adresez pe această cale prof. dr. ing. Marin Sandu, prof. dr. ing. Dan Stematiu, conf. dr. ing. Nicolae Răduică, dr. ing. Ion Tecuci, dr. ing. Ion Toma, dr. ing. Ștefan Ionescu pentru observațiile și sugestiile care au contribuit la îmbunătățirea lucrării. În mod special mulțumesc, de asemenea, asistenților și colaboratorilor mei apropiați, ing. Radu Sârghiuță și ing. Altan Abdulamit pentru eforturile depuse mai ales la prelucrarea unor materiale grafice, unele dintre ele pe calculator, contribuind astfel la ținuta inginerească a lucrării.

Lucrarea se adresează tuturor specialiștilor care lucrează în domeniul barajelor, cu deosebire celor care activează în domeniile proiectării sau execuției. În egală măsură ea poate fi utilă studenților din anii terminali ai facultăților de Hidrotehnică precum și celor care urmează cursuri postuniversitare sau de perfecționare în domeniul barajelor.

Prof. dr. ing. ADRIAN POPOVICI
Șeful catedrei de Construcții Hidrotehnice
Institutul de Construcții — București

București, iulie 1991

CUPRINS

Volumul 1

Prefață 7

1. **Cercetări geologico-inginerești pentru realizarea barajelor** 11
   - 1.1. Sistemul unitar baraj-teren de fundare 11
   - 1.2. Corelarea programului de investigații a terenului de fundare cu stadiul de realizare a barajului 12
   - 1.3. Tipuri de fundații stîncoase 15
   - 1.4. Metode de investigare in situ a terenului de fundare 18
   - 1.5. Încercări de laborator pentru stabilirea caracteristicilor rocilor 27
   - 1.6. Clasificare a masivelor de rocă după calitățile lor de terenuri de fundare pentru baraje 30

   Bibliografie 39

2. **Terenul de fundare a barajelor** 41
   - 2.1. Selectarea amplasamentelor de baraje și calitățile necesare ale terenului de fundare 41
   - 2.2. Tratarea terenului de fundare 46
   - 2.3. Lucrări de etanșare și drenaj în terenuri stîncoase 57
   - 2.4. Lucrări de etanșare și drenaj în terenuri pămîntoase 71
   - 2.5. Ancorarea în roci 84

   Bibliografie 91

3. **Aplicarea metodei elementelor finite în calculul barajelor** 92
   - 3.1. Bazele metodei elementelor finite 92
   - 3.2. Tipuri de elemente finite 108
   - 3.3. Analiza statică 120
   - 3.4. Analiză dinamică 136
   - 3.5. Scurtă prezentare a unor programe de calcul 151

   Bibliografie 161

4. **Baraje de beton** 163
   - 4.1. Evoluția barajelor de beton 163
   - 4.2. Betonul ca material de construcție pentru baraje 186
   - 4.3. Regimul termic al betoanelor în baraje 199
   - 4.4. Interacțiunea dintre infiltrația apei și sistemul baraj-teren de fundare . . . 206
   - 4.5. Încărcări pe baraje de beton 221
   - 4.6. Baraje de greutate. Elemente constructive și tehnologice 242
   - 4.7. Calculul și optimizarea barajelor de greutate 257
   - 4.8. Baraje de contraforți. Elemente constructive și tehnologice 287
   - 4.9. Calculul și optimizarea barajelor cu contraforți 306
   - 4.10. Baraje arcuite. Elemente constructive și tehnologice 321
   - 4.11. Calculul și optimizarea barajelor arcuite 345
   - 4.12. Baraje din rolleret 373

   Bibliografie 384

CONTENTS

Volume 1

Preface 7

Chapter 1 — **Geological-engineering investigations for dam construction** 11

1.1. Dam-foundation unitary system 11
1.2. Correlation of the foundation investigations program with dam development stage 12
1.3. Rock foundation types 15
1.4. Foundation in situ investigation technics 18
1.5. Laboratory testing for rock properties evaluation 27
1.6. Classification of the rock masses according to their properties as dam foundation 30
Bibliograpfy 39

Chapter 2 — **Dam foundations** 41

2.1. Dam sites selection and foundation necessary properties 41
2.2. Foundation treatment 46
2.3. Sealing and drainage works in rock foundations 57
2.4. Sealing and drainage works in earth foundations 71
2.5. Rock anchoring 84
Bibliography 91

Chapter 3 — **The Finite Element Method in dam analysis** 92

3.1. Fundamental of the Finite Element Method 92
3.2. Finite element types 108
3.3. Static analysis 120
3.4. Dynamic analysis 136
3.5. Briefly presentation of some computer codes 151
Bibliography 161

Chapter 4 — **Concrete dams** 163

4.1. Concrete dams time development 163
4.2. Concrete as dams construction material 186
4.3. Temperature control of concrete in dams 199
4.4. Interaction between water seepage and dam-foundation system 206
4.5. Loads on concrete dams 221
4.6. Gravity dams. Constructive and technological aspects 242
4.7. Gravity dams computation and optimisation 257
4.8. Butress dams. Constructive and technological aspects 287
4.9. Butress dams computation and optimisation 306
4.10. Arch dams. Constructive and technological aspects 321
4.11. Arch dams computation and optimisation 345
4.12. Rollcrete dams 373
Bibliography 384

1. CERCETĂRI GEOLOGICO-INGINEREȘTI PENTRU REALIZAREA BARAJELOR

1.1. SISTEMUL UNITAR BARAJ-TEREN DE FUNDARE

Aspecte generale. Barajul propriu-zis și terenul său de fundare alcătuiesc un sistem unitar inseparabil. În nici un alt domeniu al construcțiilor inginerești nu există o atît de directă și strînsă interdependență cu terenul de fundare ca în domeniul barajelor. Dacă la această interacțiune se adaugă acțiunea apei cu efectele ei mecanice, fizico-chimice și biologice deopotrivă asupra barajului și terenului de fundare se obține un tablou mai complet al problemelor complexe care trebuie rezolvate în proiectarea barajelor.

Condițiile naturale geologice, geotehnice, hidrogeologice, morfologice, de surse de materiale locale de construcție ale amplasamentului influențează într-o mare măsură asupra tipului de baraj, alcătuirii sale constructive și comportării în exploatare. Ele impun un pronunțat caracter de originalitate în realizarea barajelor, fiecare lucrare constituind un unicat. Necunoașterea sau interpretarea eronată a condițiilor naturale din amplasamente au condus la cele mai grave accidente din istoria construcțiilor de baraje. Cedarea fundației barajului Malpasset (1959), alunecarea muntelui Toc în lacul format de barajul Vaiont (1963), ruperea prin eroziunea umpluturilor a barajului Teton (1976) sînt numai cîteva exemple care subliniază importanța cunoașterii aprofundate a terenului de fundare din amplasamentele barajelor.

Cunoașterea caracteristicilor materialelor din terenul de fundare este o problemă incomparabil mai dificilă decît pentru materialele din baraj. Spre deosebire de baraj care este un volum construit, terenul de fundare este un volum existent. Evaluarea caracteristicilor terenului de fundare se bazează pe investigații în puncte sau zone izolate din cuprinsul lui; datele obținute fiind apoi extrapolate pentru întreg terenul. Din nefericire costul și durata lucrărilor de investigare a terenului de fundare sînt doi factori descurajanți în abordarea problemei. În aceste condiții, siguranța barajului depinde într-o anumită măsură de experiența, abilitatea și chiar inspirația geologului și geotehnicianului de a furniza proiectantului date corecte pentru amplasament. Desigur că proiectul se va adapta, și uneori modifica, în diverse faze de realizare a lucrării în funcție de elementele noi apărute.

Raportul baraj — teren de fundare. Progresele importante înregistrate în ultima perioadă în construcția barajelor, care permit realizarea unor ba-

raje tot mai înalte pe terenuri de fundare tot mai dificile, și chiar creșterea siguranței lor, se leagă nemijlocit de doi factori principali în cadrul problemei analizate. Acești factori sînt:

— perfecționarea metodelor geologice și geotehnice de investigare și de cuantificare a caracteristicilor terenului de fundare cel puțin în cadrul limitelor de încredere (certe), de prognozare satisfăcătoare a comportării terenului de fundare sub acțiunea încărcărilor transmise de baraj;

— dezvoltarea tehnicilor de consolidare a terenului de fundare în ansamblu sau a zonelor slabe din alcătuirea lui.

Raportul dintre baraj și terenul său de fundare a fost în mod strălucit sintetizat de *Karl Terzaghi* în urmă cu aproape 60 ani. Recomandările lui scrise în anul 1929 își păstrează deplină valabilitate în zilele noastre: „Pentru a evita imperfecțiunile asociate de practica actuală trebuie înainte de toate de a traduce de o manieră corectă datele geologice în termeni fizici și mecanici. În continuare este necesară stabilirea celor mai defavorabile ipoteze mecanice care pot fi așteptate în condițiile geologice existente, și în final trebuie să se considere în proiectul structurii cele mai defavorabile ipoteze. Aceste operațiuni mintale reprezintă de departe cele mai importante, cele mai dificile și cele mai neglijate probleme în domeniul fundațiilor barajelor".

1.2. CORELAREA PROGRAMULUI DE INVESTIGAȚII A TERENULUI DE FUNDARE CU STADIUL DE REALIZARE A BARAJULUI.

Etapizarea programului de investigații. Lucrările de investigare a terenului de fundare se desfășoară continuu, în paralel și progresiv cu programul de realizare a barajului. Ele preced primul studiu preliminar și se continuă pînă la realizarea finală a construcției și umplerii lacului. În timpul exploatării lucrării, investigațiile se materializează printr-un program de inspecții periodice și de supraveghere a comportării barajului și terenului de fundare. În toate fazele de proiectare și execuție, proiectul se adaptează progresiv cu cunoștințele crescute despre terenul de fundare și pe baza datelor disponibile într-o anumită fază se orientează investigațiile terenului de fundare pentru necesitățile viitoare ale proiectului.

Realizarea unui baraj se schematizează într-un număr de etape, fiecare din ele avînd obiectivele sale proprii. Programul de investigație a terenului de fundare trebuie corelat strîns cu necesitățile din faza respectivă de proiectare, evitînd investigații premature, adeseori foarte costisitoare, utile pentru faze următoare de proiectare. Această corelare strînsă apare necesară din cauză că la încheierea fiecărei etape de studiu trebuie luată decizia de continuare sau abandonare a proiectului. Lucrările de investigare a terenului de fundare (prospecțiuni geologice, foraje și galerii exploratorii, încercări pe teren și în laborator etc.) sînt adeseori mult mai costisitoare decît proiectul propriu-zis.

În diverse țări se practică diferite moduri de schematizare a programului general de realizare a unui baraj. În principal un asemenea program cuprinde succesiv următoarele faze: prefezabilitate (studiu preliminar), fezabilitate, proiectare finală și execuție, continuate de un program de inspecții periodice și supraveghere pe durata exploatării [1]. După normativele în vigoare în România este reglementată următoarea desfășurare secvențială a unui program de realizare a unui baraj: studiu de fundamentare, notă de comandă, proiect de execuție, detalii de execuție.

Terminologia folosită în diverse țări, pentru diverse faze, nu este totdeauna consecventă. Importante sînt însă de clarificat probleme privind obiectivele de atins în fiecare fază și pe baza lor de stabilit nivelul și metodele de investigații ale terenului de fundare. În acord cu raportul general la problema „Influența geologiei și geotehnicii asupra proiectării barajelor" prezentat de *Wolfgang Pircher* la cel de al XIV-lea Congres al Marilor Baraje (Rio de Janeiro, 1982) se fac mai departe unele considerații [1].

Faza de prefezabilitate (studiu preliminar). *Obiective*: Selecția preliminară pe bază de studii de variante a amplasamentului și tipului de baraj; dispoziția generală a barajului și a lucrărilor anexă; surse potențiale de materiale de construcție; comparații preliminare asupra costurilor diverselor variante.

Nivelul investigațiilor terenului de fundare: Determinări generale a geologiei amplasamentului barajului și lacului de acumulare ca parte a geologiei globale și regionale. Identificarea condițiilor critice și a dificultăților de construcție, a zonelor cu caracteristici incerte, necesitînd explorări viitoare suplimentare. Prima estimare a grosimii stratului de acoperire (aluviuni, deluvii), a adîncimii zonelor alterate și a excavațiilor necesare precum și alte date de bază.

Metode de investigații: Studiul hărților și al rapoartelor geologice existente, interpretarea fotografiilor aeriene relevînd structura geologică, inclusiv a fotografiilor prin satelit cu culori diferențiate, fotografii în infraroșu etc. Examinarea releveelor geologice și cartografice. Numai în cazuri speciale se fac prospecțiuni geofizice ,foraje, galerii de prospecțiuni și încercări de teren.

Faza de fezabilitate. *Obiective*: Compararea variantelor și luarea deciziei finale asupra amplasamentului, tipului și dispunerii barajului și lucrărilor anexă. Rafinarea soluțiilor de proiectare preliminare pe baza unor hărți topografice suficient de precise (la scara 1 : 500 sau 1 : 200) corectate pe baza cunoștințelor crescute de geologie a terenului de fundare. Evaluarea zonelor cu materiale exploatabile și a carierelor posibile. Estimarea costurilor, a fezabilității tehnice și economice și luarea deciziei de trecere la proiectarea finală.

Nivelul investigațiilor terenului de fundare: Identificarea completă a tuturor caracteristicilor geologice majore care pot afecta tipul, dispoziția sau concepția barajului precum: falii, fisuri, rosturi sau alte discontinuități în formațiile de rocă, zone slabe sau cu permeabilitate ridicată, alunecări existente sau potențiale etc. Informații exacte asupra grosimii stratului de acoperire și a excavațiilor în rocă. Evaluări aproximative a parametrilor de

calcul pentru analize preliminare de stabilitate folosind valori conservative de la teste anterioare pe materiale similare. Stabilirea metodelor de tratare a terenului de fundare, dacă sînt necesare.

Metode de investigare: Revizuirea și completarea hărților geologice pe bază de foraje de prospecțiuni (incluzînd teste de permeabilitate și alte încercări de sondaj), tranșee, puțuri și galerii de prospecțiuni și de asemenea pe bază de investigații geofizice. Teste uzuale de laborator și încercări in situ limitate.

Faza de proiect final. *Obiective*: Detalierea proiectului barajului, a lucrărilor de etanșeitate și a structurilor anexă pentru stabilirea planurilor de licitație și specificări.

Nivelul investigațiilor terenului de fundare: Determinarea precisă a geologiei amplasamentului (lacului) și prezentarea detaliată în rapoarte, hărți, secțiuni sau modele tridimensionale a tuturor datelor care se referă la:

— litologia amplasamentului;

— grosimea, tipul și caracteristicile terenului de acoperire;

— orientarea și extinderea spațială a fracturilor și a planurilor de stratificație; orientarea planurilor de șistuozitate, grosimea și tipul materialelor de umplutură în falii sau crăpături, aprecierea timpului trecut de la ultima mișcare tectonică și a riscului potențial de reactivare a unor falii prin umplerea lacului sau datorită activității seismice;

— nivelul apelor subterane, permeabilitatea (fenomene carstice), prognozări de subpresiuni pe baraj și suprafețe potențiale de rupere, drumuri de infiltrație, injecții și drenaje necesare;

— limitele maselor de rocă potențial nestabile delimitate pe baza planurilor de discontinuitate; ruperi potențiale datorate încărcărilor din baraj și lac; eforturi reziduale;

— parametrii inginerești pentru cuantificarea rezistenței, deformabilității și permeabilității.

Metode de investigare: Studiu geologic în detaliu pe bază de foraje suplimentare cu orientări specifice, tranșee, puțuri sau galerii pentru clarificarea incertitudinilor rămase din faza anterioară. Încercări in situ în decopertări exploratorii, teste complementare de laborator.

Faza de execuție. O dată cu începerea lucrărilor de construcție se trece în etapa confirmărilor pentru toate studiile și prognozele din etapele anterioare. Decopertarea suprafeței de fundare, excavarea diverselor galerii de deviere, de acces, de aducțiune sau a altor lucrări subterane, realizarea forajelor și a injecțiilor pentru voalul de etanșare constituie faze finale și de cea mai cuprinzătoare aprofundare a investigațiilor în terenul de fundare.

În numeroase cazuri, proiectul suferă adaptări sau modificări adeseori importante în faza de execuție, pe baza elementelor noi din terenul de fundare apărute cu ocazia desfășurării lucrărilor menționate mai înainte.

Supravegherea comportării terenului de fundare în timpul și după încheierea excavațiilor permite semnalarea în timp util a eventualelor fenomene anormale. Terenul de fundare trebuie astfel echipat cu aparatură de măsură și control corespunzătoare. În mod special se vor urmări starea de eforturi și

deformații, fenomenele de infiltrații și de presiuni interstițiale datorate creșterii greutății proprii a barajului în curs de construcție, primei umpleri a lacului și apoi a exploatării lucrării. Semnalarea din timp a unor fenomene anormale de comportare a permis, în numeroase cazuri, luarea unor decizii obiective și prevenirea unor accidente grave.

1.3. TIPURI DE FUNDAȚII STÎNCOASE

Caracterizarea rocilor stîncoase. Marile baraje în condițiile obișnuite necesită terenuri de fundare alcătuite din roci stîncoase masive. Prin „stîncoase" se înțeleg acele roci magmatice, sedimentare și metamorfice care posedă legături tari între granule (matrice cristaline sau masă de cimentare) și au proprietăți elastice în masiv. Modulul de compresibilitate K, al acestor roci stîncoase este de minimum 10% ($K \geqslant 2\,000 \ldots 3\,000$ MPa) din modulul de compresibilitate al betonului. După mărimea modulului de compresibilitate, rocile stîncoase se împart în slabe ($K = 2\,000 \ldots 7\,000$ MPa), de duritate medie ($K = 7\,000 \ldots 30\,000$ MPa) și de mare duritate ($K > 30\,000$ MPa) [2].

Rocile stîncoase în ansamblu alcătuiesc masivele muntoase și se caracterizează de obicei prin neomogenități și anizotropii, grade diferite de cutare și fracturare. Caracteristicile geologice și morfologice ale masivelor muntoase sînt esențiale pentru alegerea tipului barajului, a modului său de construcție, a dispunerii tuturor lucrărilor din nodul hidrotehnic. În aceste condiții apare ca deosebit de utilă o clasificare a categoriilor de roci stîncoase din punctul de vedere al calităților lor ca terenuri de fundare pentru baraje și alte construcții hidrotehnice. În figurile 1.1. și 1.2 se prezintă un model de clasificare a rocilor stîncoase care pot constitui terenuri de fundare pentru baraje, în funcție de forma geometrică a masivului, caracterul și amplasarea deranjamentelor tectonice, caracteristicile deformațiilor mecanice ale masivului derivate din particularitățile geostructurale. Forma geometrică a masivului, așa cum rezultă din figurile 1.1 și 1.2, este prezentată numai în secțiune transversală prin vale. Sistemul utilizat este cel mai simplu și evident mod de reprezentare pentru înclinarea straturilor din masivul stîncos. Pentru reprezentarea spațială a înclinării straturilor desigur că sînt necesare secțiuni și după alte direcții.

Conform modelului adoptat, masivele de roci care pot constitui terenuri de fundare pentru baraje, în mod convențional pot fi clasificate în 13 categorii, care în figura 1.1 au fost notate cu literele a ... *m*. Fiecare categorie se subîmparte la rîndul ei în 6 tipuri (fig. 1.2).

Cele 13 categorii de terenuri de fundare pentru baraje, din punct de vedere structural, se împart în: *stratificate*, caracteristice rocilor sedimentare și metamorfice, și *masive*, caracteristice rocilor eruptive. Grupa terenurilor stratificate se împarte în subgrupa structurilor fără deranjamente tectonice prin cutare și faliere și cea a structurilor cutate și faliate. Grupa terenurilor masive, de asemenea se poate subdivide în două subgrupe: de adîncime, sub forma intruziunilor (mari și mici) și de suprafață, formate prin răcirea lavei la suprafața pămîntului, în condiții terestre sau subacvatice.

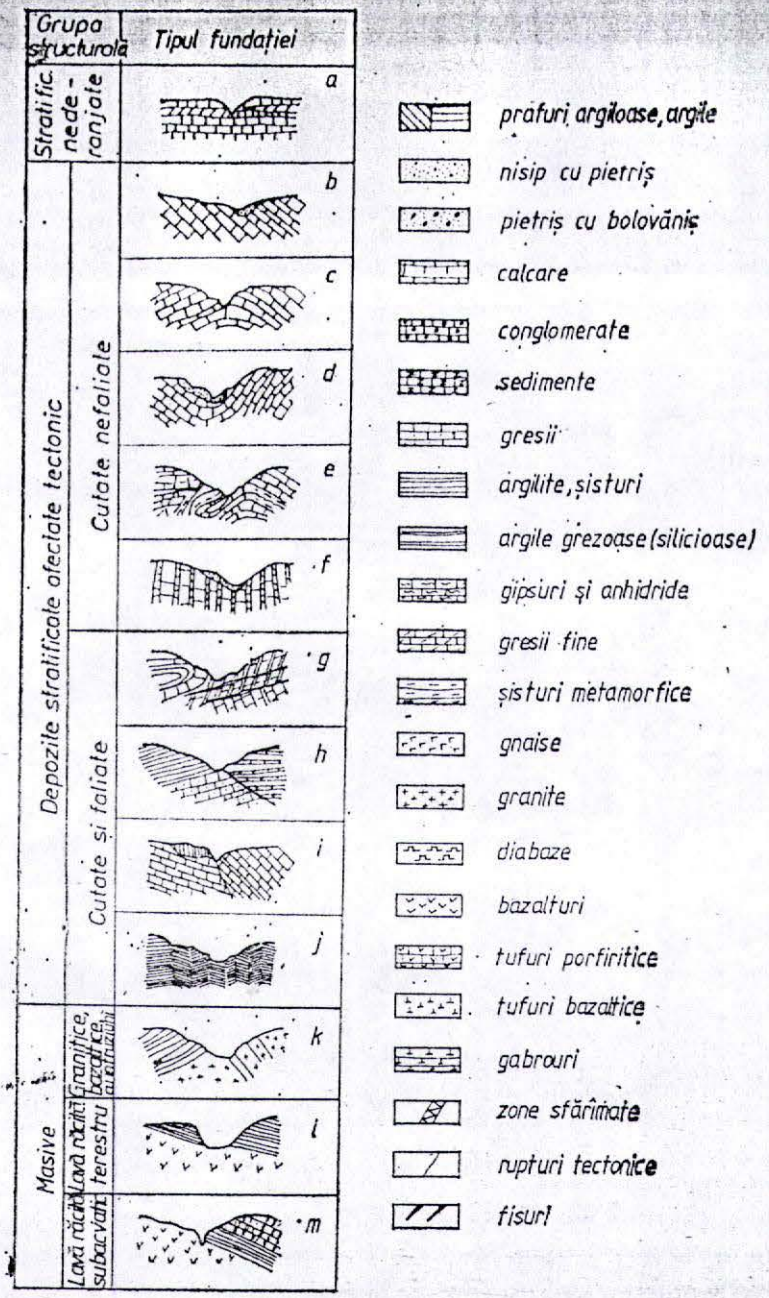


Fig. 1.1 — Categoriile de clasificare (*a...m*) a terenurilor de fundare a barajelor.

Fig. 1.2 — Tipuri structurale pentru categoriile de terenuri de fundare a barajelor.

Tipul fundației	Structuri omogene monostratificate			Structuri neomogene bi sau multistratificate		
	Fine	Grosiere	Diferite	Fine	Grosiere	Diferite
a				Dubosar	Narva	Kiev
g					Nurek	
k	Buhtarminsk	Gumatsk	Dnepropetrovsk	Tavsk	Bratsk	Nagiu

Fiecare categorie de teren de fundare se subîmparte în 6 tipuri structurale după mărimea și numărul straturilor componente (fig. 1.2). Acestea sînt structuri omogene și neomogene, care după grosimea straturilor componente t pot fi: microstratificate ($t < 0{,}2$ cm, în clasificare nu se reprezintă), fin stratificate ($t = 2 \ldots 50$ cm), gros stratificate ($t \geqslant 50 \ldots 100$ cm) și divers stratificate (cu grosimi diferite $t = 2 \ldots 200$ cm). Modul de răspuns al terenului de fundare, la diverse acțiuni mecanice precum întinderi, compresiuni, lunecări, este influențat în mare măsură de dispunerea și grosimea straturilor care îl alcătuiesc.

Terenurile de fundare de categoria *a* cuprind structuri stratificate nederanjate tectonic cu dispunerea orizontală a straturilor. În aceste terenuri pot apare fisuri verticale în legătură cu diferiți factori fizici (reducerea volumului, contracții prin uscare, schimbarea încărcărilor în timp etc) și fizico-chimici (acțiunea temperaturii, dizolvarea substanțelor solubile, datorită circulației fluidelor etc), independenți de procesele tectonice. Fisurile sînt în mod obișnuit întredeschise. În afara fisurilor verticale în aceste terenuri pot să apară și alte grupe de fisuri netectonice legate de expunerea în aer a rocii, fenomene de surpare, dilatări și exfolieri din diverse cauze (descărcări prin micșorarea încărcării litostatice). În structurile geologice neomogene pot fi diferențe mari între rezistențele diverselor straturi. Văile formate în astfel de structuri geologice, de regulă sînt largi și au forma de U, iar grosimile aluviunilor ajung pînă la 20 ... 30 m.

Terenurile de fundare de categoriile *b* ... *f* cuprind structuri stratificate cutate în care nu au apărut ruperi. După așezarea structurală pot fi: monoclinale (*b*), anticlinale (*c*), sinclinale (*d*), cu cutări diferite complexe (*e*) și verticale (*f*). Fisurațiile la aceste categorii de teren sînt legate în principal de întinderea straturilor, condiționate de mișcările tectonice verticale și tangențiale. Prin aceste sisteme de fisuri masivul se divide în blocuri. Depunerile aluvionare în văile formate în aceste structuri pot avea grosimi diferite ce pot varia de la cîțiva metri la un mal la 50 m și mai mult la celălalt.

Terenurile de fundare de categoriile *g* ... *j* cuprind structuri cutate și faliate în care s-au produs ruperi prin deplasări orizontale și verticale ale straturilor. În conformitate cu geneza ruperilor în procesul de cutare și formare a masivelor se disting următoarele categorii: prin alunecare și tracțiune -alunecare (*g*), prin tracțiune și tracțiune-ridicare (*h*), prin ridicare (*i*), prin tracțiune, cutare și coborîre gradată (*j*). Categoriile de acest tip apar în special în zonele puternic afectate de mișcări tectonice, sectoarele de vale prezentînd zone alternante de lărgiri și îngustări. Lărgirile se formează atît datorită eroziunii puternice pe orizontală cît și ca o consecință a scufundărilor tectonice a masivelor de roci, iar îngustările prin ridicările tectonice. În primul caz profilul transversal prin vale este asimetric, iar grosimea stratului de aluviuni poate fi foarte mare (100 m și mai mult); în al doilea caz profilul transversal prin vale are formă de canion (defileu), iar aluviunile pot să lipsească sau să aibă grosimi foarte mici. Adeseori sectoarele de canion se corelează cu existența unor linii de rupere tectonice.

Terenurile de fundare de categoria *k* se referă la structurile masive de natură eruptivă care se prezintă sub formă de batolite, stockuri și altele. Aceste structuri de regulă influențează în mare măsură caracteristicile mecanice ale rocilor înconjurătoare reprezentate prin roci sedimentare sau metamorfice. Principalele efecte asupra rocilor înconjurătoare se materializează prin transformări mineralogice în zona aureolei de contact și apariția fracturilor datorită subîmpingerii intruziunii.

Terenurile de fundare de categoriile *l*, *m* sînt alcătuite din lavă răcită în medii terestru sau subacvatic. Prin răcirea lavei după revărsarea ei în mediu terestru (*l*) ea se poate structura în coloane cu secțiuni de formă hexagonală cu mărimi între 1...2 cm² și 1 m². Structurile de acest tip prezintă o largă diversitate (brecii vulcanice, materiale piroelastice), fiind condiționate și de raportul cu rocile înconjurătoare (revărsări interstratificate sau pur și simplu întrepătrunderi în rocile sedimentare existente). Dacă răcirea lavei se face în medii subacvatice (*m*) sistemul de fisuri generat are un caracter dezordonat, forma blocurilor care se formează fiind nedeterminată. Secțiunea transversală a blocurilor variază între 5...10 cm² pînă la 3...4 m².

Cunoașterea amănunțită a alcătuirii structurale a terenului de fundare constituie o condiție esențială pentru siguranța viitorului baraj. Dispunerea în zăcămînt, faliile, fracturile constituie adevărate hieroglife ale istoriei fenomenelor geologice din amplasament și zonă și servesc la înțelegerea modului lui de comportare sub încărcările transmise de baraj.

1.4. METODE DE INVESTIGARE IN SITU A TERENULUI DE FUNDARE

Scopul investigațiilor in situ. Investigațiile asupra terenului de fundare trebuie să estimeze capacitatea sa de a prelua încărcările transmise de baraj, răspunsul și modurile posibile de cedare. De asemenea investigațiile trebuie să conducă la determinarea cantitativă a parametrilor utilizați în calculele statice, dinamice și de infiltrații ale ansamblului baraj-teren de fundare [3, 4, 5, 6].

Caracteristicile elastice sînt definite uzual prin următorii parametri: modulul de elasticitate Young E_s, modulul de compresibilitate K, modulul dinamic de elasticitate E_d, modulul de deformație edometric M, modulul de deformație transversală (modulul de rigiditate) G, coeficientul Poisson ν, rezistența la rupere prin compresiune, forfecare, tracțiune, încovoiere. Conform teoriei elasticității, în ipoteza unui material elastic, continuu, omogen și izotrop parametrii menționați mai înainte nu sînt independenți. Unele relații dintre parametrii menționați se prezintă în tabelul 1.1.

Alte date, ca: distribuția, natura și starea rocilor, tectonica zonei și în special discontinuitățile (falii, diaclaze etc), permeabilități, căi de infiltrație, relația nivel ape subterane — infiltrații și altele, alcătuiesc descrierea geologică a amplasamentului. În stadii inițiale de proiectare se utilizează frecvent „parametrii index", care se pot măsura relativ comod și permit o

Tabelul 1.1

Modulul de elasticitate Young	$E_s = 2(1 + \nu)G$
Modulul de deformație transversală	$G = \frac{E_s}{2(1 + \nu)}$
Coeficientul Poisson	$\nu = \frac{E_s}{2G} - 1$
Modulul de compresibilitate	$K = \frac{E_s}{3(1 - 2\nu)} = \frac{2}{3}\frac{1 + \nu}{1 - 2\nu} \cdot G$
Modulul de deformație edometric	$M = \frac{E_s(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$

primă cuantificare a parametrilor necesari în calculele curente. Pe baza „parametrilor index" unii parametri de calcul se pot obține prin extrapolarea rezultatelor din alte amplasamente. Între „parametrii index" se menționează: greutatea specifică a rocilor, indicele RQD (Rock Quality Designation) obținut prin analiza probelor de carotaj, vitezele undelor seismice de propagare prin masiv etc.

Clasificarea încercărilor in situ. În cadrul ISRM (International Society for Rock Mechanics) funcționează din 1967 o Comisie de standardizare internațională a încercărilor de laborator și de teren. Această comisie clasifică încercările „in situ" în masive stîncoase în două categorii [5].

Încercări de identificare și caracterizare:

— sisteme de descontinuități: orientare, distanțare, deschidere, rugozitate, geometrie, umplutură și alterare;

— recuperarea carotelor, grad de fracturare a rocii și distanțarea fracturilor;

— încercări seismice pentru cartare și pentru indici ai calității rocii;

— carotajul geofizic al forajelor.

Încercări pentru proiectare:

— încercări de deformabilitate;

— încercări de forfecare directă;

— permeabilitate în teren, presiunea apei subterane, controlul curgerii, recoltarea probelor de apă;

— determinarea eforturilor din roci;

— urmărirea deplasărilor și deformațiilor rocii, a împingerilor pe sprijiniri, a eforturilor din ancoraje;

— determinarea rezistențelor uni, bi și triaxiale;

— încercări de ancorare în roci.

Metodele de investigare a terenurilor de fundare sînt extrem de diverse, proiectantul fiind în situația de a face opțiuni între ele. Opțiunile pot fi însă adeseori controversate, de altfel neexistînd întotdeauna baze obiective. De aceea, în continuare după *Londe* [3] și *Pircher* [1] se face o scurtă recenzare a celor mai uzuale metode de investigare a terenurilor de fundare a barajelor, insistîndu-se asupra limitelor și perspectivelor de aplicare pentru fiecare dintre metode.

Investigații geologice și hidrogeologice. Dintre toate metodele de investigare a terenului de fundare, cartarea geologică furnizează cele mai multe informații la prețul de cost cel mai scăzut. Cartarea geologică trebuie să se extindă pe o zonă suficient de mare, depășind amplasamentul lucrărilor, pentru a permite cunoașterea proceselor geologice regionale și influența lor asupra viitoarei lucrări. Influența lor poate fi hotărîtoare asupra fezabilității tehnice a proiectului.

În descrierea generală geologică a zonei amplasamentului trebuie să se sublinieze în mod deosebit procesele mai recente care au apărut de obicei după Quaternar și care s-au materializat prin fenomene de eroziune, alunecări majore și hidrologia zonei. Se insistă din nou asupra necesității de extindere regională a investigațiilor hidrogeologice, și mai ales în formațiunile carstice, unde răspunsul corect la problemele fezabilității lacului (etanșeitatea chiuvetei, legată de existența peșterilor, cavernelor, sau a altor discontinuități) poate fi găsit în zone situate la zeci de km de amplasamentul barajului. De o mare eficiență în investigațiile regionale sînt tehnicile noi de fotografiere aeriană în infraroșu sau fotografiere prin satelit îmbunătățită cu ajutorul calculatorului (computer — enhanced satellite imagery).

Faliile, diaclazele și oricare alte fracturi tectonice trebuie descrise cît mai precis în raportul și cartarea geologică. În cazul faliilor, geologul trebuie să prezinte următoarele date de bază: lungimea ei în afloriment (locul unde intersectează suprafața pămîntului), grosimea zonei faliate, natura materialului de umplere, amplitudinea totală (decalarea între straturile faliate), poziția faliei în raport cu tectonica regională și vîrsta acesteia.

O problemă de mare dificultate și răspundere este de identificare a faliilor care pot deveni active la un cutremur sau pot fi reactivate prin umplerea lacului. Amplasamentele în care există asemenea riscuri trebuie părăsite, cel puțin în cazul marilor baraje.

În cazul amplasamentelor situate în zone seismice sau potențial seismice se examinează istoria seismică a zonei, particularitățile seismice ale sistemelor de falii apropiate și depărtate, încadrarea în sistemul de micro și macroplăci tectonice. Pe această bază se evaluează riscul unor cutremure de mare intensitate.

Investigații geofizice. Procedeele de investigații geofizice sînt tot mai frecvent folosite în domeniul barajelor, fiind rapide și ieftine. Procedeele au fost preluate din domeniul industriei miniere și a petrolului și au fost adaptate la condițiile de investigare specifice amplasamentelor barajelor: investigații detaliate de mare precizie pe arii comparativ reduse. În tabelul 1.2 se face o sinteză a metodelor geofizice folosite în domeiul geologiei inginerești [4].

Prospecțiunea seismică este printre metodele de investigare cele mai frecvent aplicate în domeniul geologiei inginerești. Ea se bazează pe interpretarea studiilor de propagare a undelor seismice (elastice) prin teren. Undele elastice generate artificial (explozii, generatoare de vibrații, șocuri) la suprafața pămîntului pătrund în teren, de unde prin fenomene de reflexie (refracție) se întorc la suprafață fiind captate de traductori speciali (geofoni) și înregistrate. Metoda refracției undelor seismice este curent aplicată pentru măsurarea grosimi rocii alterate sau a stratului de acoperire. În această metodă releveul geologic în adîncime se stabilește numai pe baza interpretării măsură-

Tabelul 1.2

Metoda		Fenomene fizice observate	Proprietăți fizice măsurate	Aplicații
Investigații geofizice de suprafață	Prospecțiunea seismică	Undele elastice	Viteza undelor elastice	Structura și proprietățile dinamice ale terenului
	Prospecțiunea electrică	Cîmpul electric al terenului	Potențialul natural și rezistivitatea	Structura terenului și apele subterane
	Prospecțiunea gravimetrică	Cîmpul gravității	Gravitatea	Structura terenului. Cavități în teren eventual umplute cu argilă.
	Prospecțiunea magnetică	Cîmpul geomagnetic	Componentele cîmpului magnetic	Structura terenului
	Prospecțiunea radiometrică	Intensivitatea radiațiilor	Densitatea și umiditatea	Structura terenului și apele subterane
Investigații geofizice în găuri de foraj	Carotaj sonic	Undele elastice	Viteza undelor elastice	Structura și proprietățile dinamice ale terenului
	Carotaj electric	Cîmpul electric al terenului	Potențialul natural și rezistivitatea specifică	Structura terenului și apele subterane
	Carotaj radioactiv	Intensitatea radiațiilor	Densitatea și umiditatea	Proprietățile terenului

torilor vitezelor undelor longitudinale (V_p) fără a se face foraje sau galeri de prospecțiuni. O schemă bloc a lanțului de măsură a vibrațiilor în prospecțiunile prin metoda refracției este prezentat în fig.1.3. Punctul de generare a vibrațiilor și punctele de recepție trebuie să fie colineare. Metoda s-a dovedit extrem de utilă pentru investigațiile preliminare, pentru comparațiile între diversele amplasamente. În cîteva zile și la un preț de cost minim pot fi obținute informații de bază în amplasamente complet neexplorate anterior.

Alte metode larg folosite se încadrează în investigațiile geofizice în găuri de foraj (carotaj geofizic). Carotajul sonic (cross-hole) bazat pe determinarea vitezelor de propagare a undelor elastice longitudinale (V_p) și transversale (V_s) este din această categorie cel mai cunoscut. O dezvoltare spectaculoasă a acestor metode cu folosirea unor generatori automatici de unde V_p și V_s se semnalează la ISMES — *Bergamo* [7]. În figura 1.4 se prezintă schema bloc a aparaturii în procedeul carotajului sonic aplicat la ISMES, iar în figura 1.5 rezultatele unor investigații în rocă. Stratigrafia zonei a constat dintr-un strat subțire de aluviuni, șisturi fisurate și alterate și marne calcaroase. Măsurătorile au fost efectuate între două foraje situate la 5 m distanță

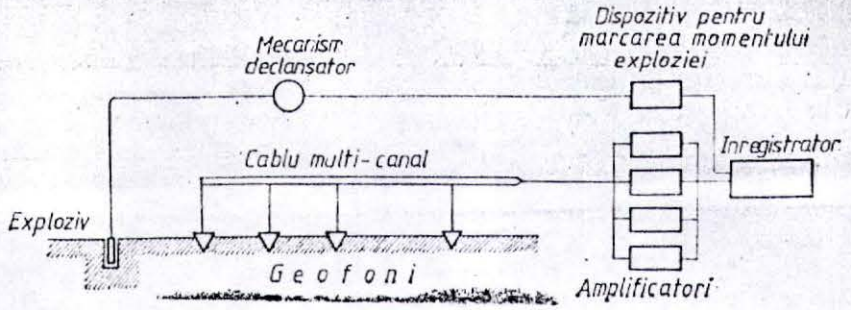


Fig. 1.3 — Schemă bloc a măsurării vibrațiilor în prospecțiunile prin metoda refracției.

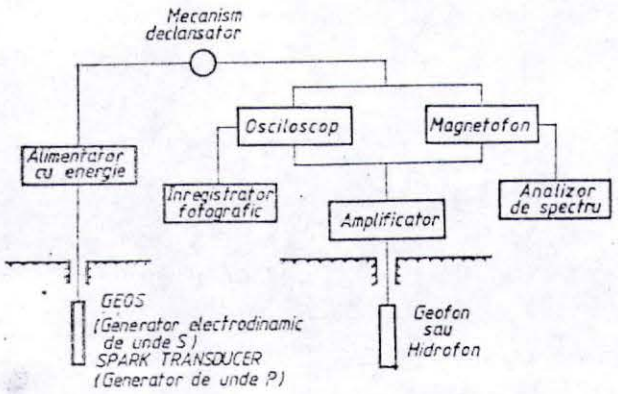


Fig. 1.4 — Schema bloc a aparaturii pentru carotaj sonic utilizată la ISMES-Bergamo [7].

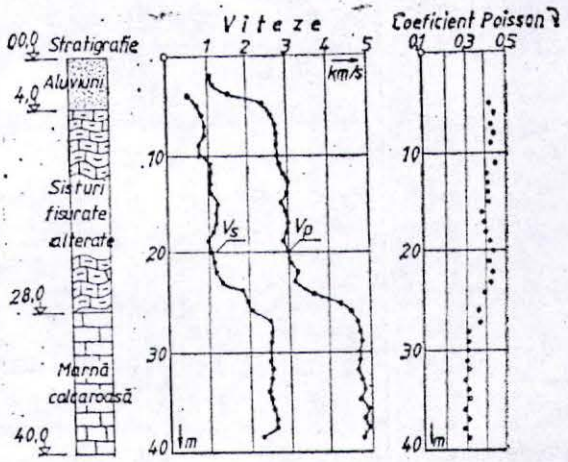


Fig. 1.5 — Măsurători prin carotaj sonic [7].

și prevăzute cu tubații de oțel. Diametrul forajelor se situează între 95 și 150 mm iar procedeul se aplică pînă la adîncimi de 150 m și chiar mai mult.

Vitezele de propagare a undelor longitudinale (V_p) și transversale (V_s) sînt în funcție de parametrii elastici de bază ai rocilor, conform relațiilor:

$$V_p = \sqrt{\frac{E_d(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{E_d}{\rho}\,\frac{1}{2(1+\nu)}} \qquad (1.1)$$

în care: ρ este densitatea rocii; E_d — modulul dinamic de elasticitate; ν — coeficientul Poisson.

După cum este cunoscut între caracteristicile elastice dinamice și caracteristicile elastice determinate prin încercări statice ale aceluiași material pot exista diferențe semnificative. La roci, în general, modulul dinamic de elasticitate (E_d) este de 1,2...2,0 și mai mare decît modulul de elasticitate Young (E_s) determinat pentru încărcări statice.

Alte procedee de investigații geofizice în găuri de foraj sînt prin carotaj electric și carotaj radioactiv. În carotajul electric, metoda rezistivităților utilizînd diferite dispozitive în care electrozii de curent și potențial sînt dispuși în diferite configurații permite stabilirea tipurilor de roci, a nivelului

apelor subterane precum și a faliilor, direcțiilor de curgere, cavităților, porozității și permeabilității pămînturilor. Carotajul radioactiv servește pentru determinarea densității și conținutului de apă, de argilă, a vitezelor de curgere pe adîncime în găurile de foraj. Carotajul radioactiv se poate aplica în patru variante: carotajul de radiație γ naturală, carotajul de radiație γ dispersată (de densitate), carotajul neutronic (de umiditate) și carotajul cu izotopi radioactivi.

Metoda analizei micilor cutremure. În numeroase țări se utilizează metoda analizei „micilor cutremure" elaborată de *Schneider* în 1967 [8]. Procedeul constă în măsurarea a mai mulți parametri de răspuns seismic (viteza undelor transversale, lungimea de undă, amortizarea etc) care alcătuiesc o fișă a amplasamentului. Pe baza interpretării unitare a datelor au fost stabilite corelații între parametri din fișa de analiză a „micilor cutremure" și alți parametri inginerești de interes. O astfel de corelație între modulul de deformație statică E și frecvența undelor transversale de propagare prin amplasament f_s se prezintă în figura 1.6.

Metoda analizei „micilor cutremure" constituie o cale ieftină de obținere a unor informații globale asupra caracteristicilor mecanice ale rocilor dintr-un amplasament. Singura condiție de aplicare a metodei este ca în amplasament să existe o suprafață suficientă de rocă expusă la zi, fie sub formă de aflorimente sau în galerii de prospecțiuni.

Testul RQD. Testul RQD (Rock Quality Designation) este un indice referitor la gradul de recuperare a carotelor dintr-un foraj. El corespunde raportului între lungimea totală a carotelor recuperate cu lungime mai mare de 10 cm față de lungimea totală a forajului. Testul constituie o apreciere a frecvenței fracturilor în rocă (indice de fracturare) și s-a dovedit în numeroase cazuri deosebit de util pentru estimarea adîncimii necesare a excavațiilor pînă la roca sănătoasă. Unul din avantajele de bază ale testului este prețul extrem de scăzut. Indicele RQD pentru sute de metri de foraj poate fi făcut

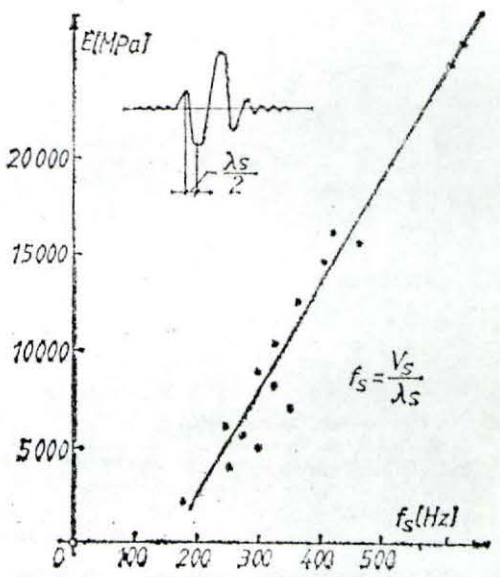


Fig. 1.6 — Diagramă de corelație între modulul static de deformație (E) și frecvența undelor transversale (f_s) pentru diferite tipuri de roci [3].

în cîteva ore, fie direct pe amplasament sau pe baza fotografiilor color ale cutiilor cu carote recuperate. Diametrul forajului trebuie să fie de minimum 50 mm, pentru a nu influența semnificativ asupra indicelui RQD.

Încercări cu presa. Încercările cu presa sînt folosite frecvent pentru determinarea modulului de elasticitate a rocii din terenul de fundare folosind ecuațiile *Boussinesq*. Astfel, deplasarea δ a unui punct de pe suprafața terenului, situat în centrul presei circulare de rază R acționată de forța concentrată P, se determină cu relația:

$$\delta = \frac{P(1 - \nu^2)}{\pi E R} \tag{1.2}$$

în care E și ν sînt caracteristicile elastice echivalente ale terenului de fundare, considerat un semispațiu continuu, omogen și elastic.

Relațiile obținute experimental între deplasări și încărcări P sînt în general neliniare (fig. 1.7.). Aceasta conduce la concluzia că valorile modulului de deformație E depind de magnitudinea și semnul (încărcare, descărcare) încărcării aplicate, precum și de direcția pe care se face încercarea. Interpretarea rezultatelor servește la stabilirea tipurilor de fracturi existente în rocă, la cuantificarea deformabilității, a eforturilor limită în roci fracturate peste care conceptul de modul de elasticitate devine lipsit de sens.

Încercările cu presa sînt în mod obișnuit realizate în galerii, pe direcție orizontală sau verticală, fiind mai simplu de realizat sistemul de preluare a încărcării prin împănarea presei între pereți sau între radier și tavan. Placa ce transmite încărcarea poate fi elastică sau rigidă, distribuția eforturilor sub placă depinzînd de forma și elasticitatea ei.

Totodată, utilizînd ancore de adîncime pentru preluarea reacțiunilor din încărcare, încercările cu presa se pot efectua și în aer liber la suprafața rocii.

Numeroase dispozitive de încercare imaginate se bazează pe două concepții opuse: suprafață mică de încărcare și eforturi foarte mari, sau suprafață mare de încărcare și eforturi mai reduse. Ultima alternativă este mai costisitoare dar mai apropiată de condițiile de lucru ale viitoarei lucrări. Efectul de scară asupra deformabilității rocii poate fi uneori important.

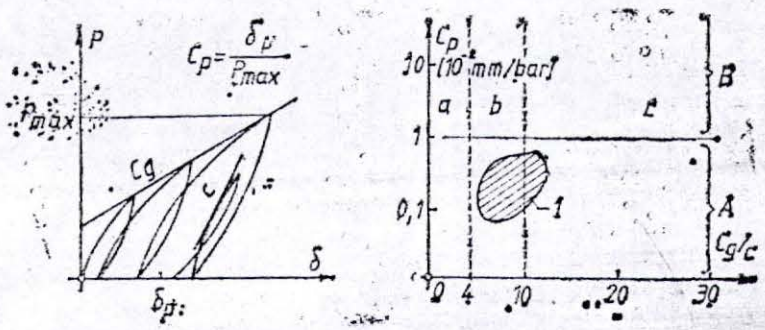


Fig. 1.7 — Curbe deplasare (δ) — încărcare (P) din încercări cu presa și interpretarea lor [3]; *1* — puncte reprezentative într-o încercare cu presa; C, C_q — pante ale curbelor; δ_p — deplasare remanentă; A — zona deformațiilor practic elastice; B — zona deformațiilor remanente mari; a — zona rocilor compacte; b — zona rocilor medii; c — zona rocilor cu rosturi deschise.

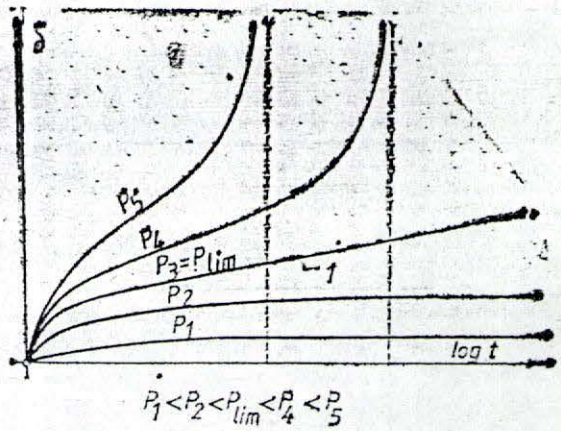


Fig. 1.8 — Dependența față de timp a deformațiilor rocii sub încărcări permanente: *1* — curba corespunzătoare la încărcarea limită P_{lim}.

Sisteme de încercări presiometrice în foraje s-au dezvoltat în numeroase țări. Ele au avantajul că permit investigații în adîncimea rocii, furnizînd informații asupra gradului de fisurare la diferite adîncimi și a variației anizotropiei rocii. Un factor în favoarea încercărilor presiometrice în foraje constă în constatarea că pereții forajelor sînt probabil mai puțin degradați prin forare decît pereții unei galerii executate cu explozivi.

Numeroase încercări cu presa au demonstrat dependența deformațiilor rocilor în raport cu timpul. În aceste condiții apare justificat a se studia comportarea în timp a rocii sub încărcare constantă permanentă, deși aceste încercări nu se realizează de obicei in situ din cauza duratei și costului implicat. În figura 1.8 se prezintă rezultatele unor măsurători de deformații în timp sub încărcări permanente. Rezultă că încărcarea limită care poate fi suportată de rocă corespunde unei viteze de deformație (rata de creștere a deformației) lineară în funcție de logaritmul timpului. Încărcări mai mari decît încărcarea limită produc în timp cedarea rocii (a fundației). Încercările pot fi realizate pe pereții rocii sau în foraje. Influența factorului de sçară nu este cunoscută foarte bine dar se pare că uneori este importantă, afectînd valoarea încărcării limită.

Eforturi reziduale. O importanță deosebită în stabilirea parametrilor de comportare a unui masiv stîncos au eforturile inițiale sau reziduale. Eforturile induse de construcție se suprapun peste eforturile reziduale. Măsurarea eforturilor reziduale într-un masiv stîncos se poate face numai prin încercări „in situ". Masivele stîncoase, datorită mișcărilor tectonice, prezenței faliilor și a discontinuităților, formării văilor etc. se caracterizează în general prin stări de eforturi reziduale a căror direcții principale și mărimi sînt greu de estimat.

Măsurarea eforturilor reziduale prin încercarea cu presa plană are avantajul de a furniza direct mărimea efortului, dar încercarea poate fi efectuată numai la o adîncime limită de la suprafața terenului. Procedeul constă în montarea într-o fantă realizată într-un masiv stîncos a unei prese plate, după ce s-au fixat în vecinătate dispozitive de măsurare a deformațiilor și s-au făcut citiri de punct 0. Presiunea dezvoltată de presa plată care a anulat deformațiile produse după realizarea fantei corespunde efortului rezidual din masiv (fig. 1.9).

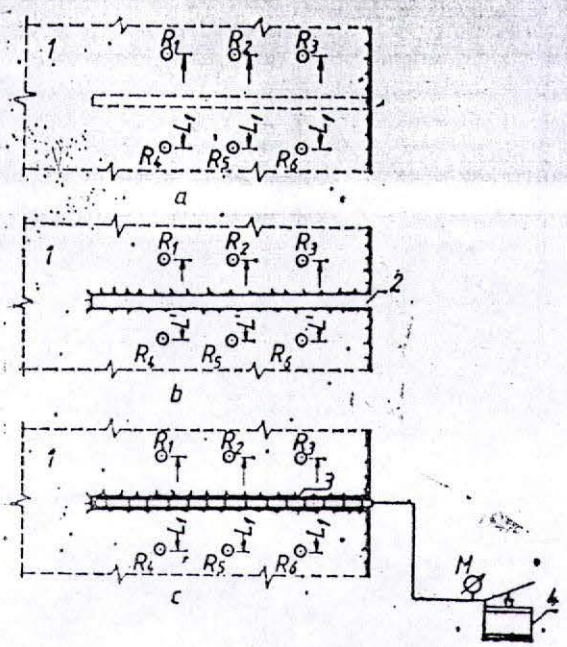


Fig. 1.9 — Schemă pentru determinarea stării de eforturi reziduale: — implantarea reperelor ($R_1 \ldots R_6$) și măsurarea distanțelor (L_1), *b* — realizarea fantei și măsurarea distanțelor (L'); *c* — refacerea distanțelor inițiale; *1* — masiv de rocă; *2* — fantă; *3* — presă plată; *4* — pompă volumetrică; *M* — manometru.

Un alt procedeu constă în folosirea de mărci tensometrice sau materiale fotoelastice introduse în foraje, la care cîmpul eforturilor este apoi anulat prin executarea unui foraj inelar în jurul forajului inițial. În acest mod pot fi determinate eforturile în adîncimea masivului stîncos, dar modulul de deformație (care poate fi anisotropic) trebuie măsurat separat.

Testul Lugeon. Testul Lugeon propus inițial de *Maurice Lugeon* pentru stabilirea parametrilor de injectare a căpătat mai recent semnificații noi. Numeroși autori au arătat că absorbția de apă sub presiune în rocă nu este un parametru intrinsec al permeabilității rocii ci mai curînd al gradului ei de fracturare. Prin încercări experimentale se determină curba debitului de infiltrații în funcție de presiunea de injectare, lărgind deci cadrul experimentului propus de Lugeon care se limita numai la presiunea de 1 MPa. Dacă se variază și lungimea tronsonului de foraj în care se face experimentul, atunci informații importante asupra distanței și deschiderii fisurilor (discontinuităților) pot fi obținute.

Un alt aspect care trebuie luat în considerare este al influenței direcției fisurilor în raport cu cea a forajelor pentru încercare. Direcția forajelor (încercărilor experimentale) trebuie să fie orientate cît mai perpendicular pe

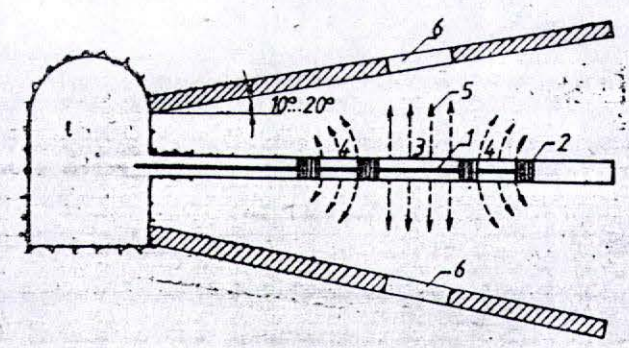


Fig. 1.10 — Schema unei încercări cu apă sub presiune în celulă hidraulică triplă (*Louis*, 1970): *1* — celulă hidraulică; *2* — obturator (packer); *3* — secțiune centrală de măsură; *4* — secțiuni de gardă; *5* — linii de curent; *6* — piezometre instalate în foraje betonate.

direcția fisurilor sau discontinuităților. În acest mod se poate obține direct matricea conductivității hidraulice a rocii.

O instalație compusă din patru obturatoare de secțiune (packere) (fig. 1.10) propusă de *Louis* (1970) asigură cel mai bun control al condițiilor de curgere în timpul experimentului. Tronsonul de măsurare (fig. 1.10) este cuprins între al doilea și al treilea packer, iar tronsoanele marginale servesc ca bariere împotriva pierderilor de apă din tronsonul experimentat.

1.5. ÎNCERCĂRI DE LABORATOR PENTRU STABILIREA CARACTERISTICILOR ROCILOR

Necesitatea încercărilor de laborator. În condițiile cînd comportarea masivelor de rocă este puternic influențată de orientarea și natura discontinuităților existente în masiv, numai un număr limitat de încercări de laborator sînt relevante pentru evaluarea caracteristicilor in situ ale rocilor. Probele de rocă încercate în laborator au în general caracteristici mecanice superioare celor din amplasament. Totuși există două motivații principale în utilizarea frecventă a încercărilor de laborator pentru stabilirea caracteristicilor rocilor.

Prima motivație rezultă din faptul că epruvetele de rocă, adeseori de dimensiuni reduse pentru încercările de laborator, sînt de fapt niște modele la scară mică a masivului de rocă pentru că ele au trecut o dată cu masivul prin aceeași istorie geologică și tectonică. Astfel rezultatele obținute în încercările pe epruvete mici de rocă intactă pot fi extrapolate la nivelul întregului masiv în direcția obținerii unor informații suplimentare de identificare a caracteristicilor masivului, utile pentru scopurile inginerești. O a doua motivație este că încercările de laborator constituie cadrul cel mai potrivit pentru unele determinări specifice, ca de exemplu măsurarea rezistenței specifice la deformații pe suprafețele de discontinuitate din masiv.

Scopul și clasificarea încercărilor de laborator. O gamă largă de încercări de laborator pot fi efectuate. Scopul lor este orientat către stabilirea naturii și stării actuale a rocii investigate, a comportării rocii la acțiunile mecanice sau hidraulice exterioare și interioare, a evoluției proprietăților ei sub acțiunea agenților fizico-mecanici și biologici. Comisia de standardizare internațională din cadrul ISRM a încercărilor de laborator și în teren pentru roci și masive stîncoase, despre care s-a mai scris în paragraful anterior, clasifică și încercările de laborator la fel ca cele în teren, tot în două categorii:

Încercări de identificare și caracterizare:

— densitate, umiditate, porozitate, absorbție;

— rezistență și deformabilitate la compresiunea uniaxială, încercarea la compresiunea punctuală;

— indici ai anizotropiei;

— duritate, abraziune, uzură prin frecare, forabilitate;

— permeabilitate;

— umflare și durabilitate la lovire;
— viteza de propagare a sunetului, impuls și rezonanță;
— descrieri micro-petrografice.

Încercări pentru proiectare:

— determinarea înfășurătorii rezistenței și a proprietăților elastice (compresiune triaxială, biaxială și uniaxială, întindere, tăiere directă);
— rezistența discontinuităților și a planelor slăbite;
— proprietăți dependente de timp și comportarea plastică;

Din lista lungă a încercărilor de laborator prezentate mai înainte, în continuare se descriu numai trei tipuri de încercări care prezintă importanță mai mare în practica de proiectare a barajelor: încercări de rezistență la compresiune, de permeabilitate radială și de rezistență la forfecare pe planurile de discontinuități.

Testul de compresiune uniaxială. Testul de compresiune uniaxială cu deformare laterală liberă a probei este o încercare de laborator simplă și ieftină care permite obținerea unor parametri de identificare a materialului stîncos.

Multe alte încercări de același tip mai complicate au, comparativ cu testul menționat, puțină valoare practică pentru investigațiile unui masiv stîncos. Rezultatele obținute în testele de compresiune, la fel ca toate încercările pe rocă sînt întotdeauna disperse. Această largă dispersare a rezultatelor este datorată naturii discontinue a rocilor. Proprietățile inginerești sînt guvernate de variatele tipuri de discontinuități existente în masivul stîncos.

Testele de compresiune uniaxială cu deformare laterală liberă a probei sînt foarte utile pentru stabilirea unor parametri calitativi ai masivului stîncos, ca de exemplu:

— clasificarea amplasamentului pe baza valorii rezistenței medii la compresiune;

— stabilirea eterogenității amplasamentului prin variația rezistențelor de la o zonă la alta;

— stabilirea anizotropiei la scară naturală în funcție de variația rezistenței cu direcția de încercare a epruvetei;

— stabilirea gradului de fracturare a rocilor din masiv care reflectă istoria tectonică a masivului pe baza dispersiei rezultatelor pe epruvete mici.

Cînd încercările sînt efectuate pe carote de rocă este posibil să se evalueze modulul de deformație al rocii.

În practică, datorită costului redus, simplității și utilității lor, testele de compresiune uniaxială cu deformare laterală liberă atît pe carote cît și pe bucăți neprelucrate de rocă de formă oarecare, sînt frecvent folosite pentru caracterizarea masivelor de rocă. Cercetările trebuie orientate în direcția îmbunătățirii corelațiilor între rezultatele testelor și ceilalți parametri inginerești care caracterizează un masiv stîncos.

Testul de permeabilitate radială. Permeabilitatea radială este de asemenea o măsură indirectă a gradului de fracturare a epruvetei de rocă. În acest test carota de rocă prevăzută cu un gol axial interior este supusă infiltrațiilor radiale din exterior ale apei sub presiune (fig. 1.11).

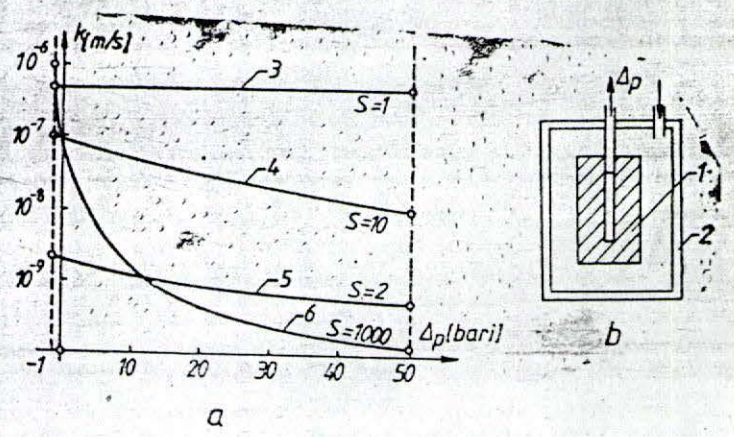


Fig. 1.11 — Testul de permeabilitate radială (*Bernaix*, 1967): *a* — diagrame pentru diverse roci; *b* — instalația de încercare; *1* — proba de rocă cu gol axial interior; *2* — celula de presiune; *3* — calcar oolitic nefisurat; *4* — gnais cu fisurație normală; *5* — gnais compact; *6* — gnais puternic fisurat.

Indicele S determinat în acest test corespunde raportului:

$$S = \frac{K(-1)}{K(+50)} \tag{1.3}$$

unde $K(-1)$ este permeabilitatea măsurată pentru o curgere sub o diferență de presiune exterioară-interioară (Δp) de 1 bar, iar $K(+50)$ pentru Δp egal cu 50 de bari.

Cînd S are valori mari, permeabilitatea rocii este puternic influențată de eforturile aplicate. Acest caz este tipic rocilor fracturate. Semnificația testului de permeabilitate radială nu este de a măsura permeabilitatea rocii, care în general nu are influență semnificativă asupra comportării hidraulice a masei de rocă, ci de a determina gradul de fracturare a materialului. Un mare număr de încercări de permeabilitate radială au arătat existența unor corelații strînse între raportul S și dispersia rezistențelor rocii pe de o parte precum și efectul de scară pe de altă parte.

Testele de permeabilitate radială la fel ca și testele de compresiune uniaxială cu deformare laterală liberă pot servi pentru clasificarea amplasamentului.

Testul de rezistență la forfecare. Încercarea de rezistență la forfecare pe planuri de discontinuități prezintă o importanță deosebită. Prin această încercare se evaluează rezistențele la forfecare ale discontinuităților principale din masivul de rocă, acestea influențînd direct stabilitatea rocii din fundație. Aceste suprafețe de discontinuitate, cum sînt de exemplu planurile de stratificație, mari diaclaze, falii se caracterizează prin rezistențe practic nule la solicitări de întindere (fig. 1.12). Rezistența lor la forfecare depinde de

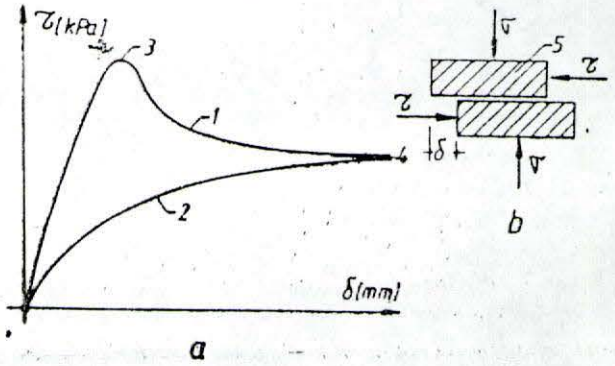


Fig. 1.12 — Variația rezistenței la forfecare (τ) de-a lungul unei discontinuități în rocă funcție de deplasare (δ); *a* — diagrame; *b* — schema încercării; *1* — prima forfecare pe discontinuitatea rugoasă fără deplasări anterioare; *2* — forfecare pe discontinuitate netedă pe care s-au produs mari deplasări în trecut; *3* — rezistență de forfecare de vîrf; *4* — rezistență de forfecare reziduală; *5* — discontinuitate preexistentă.

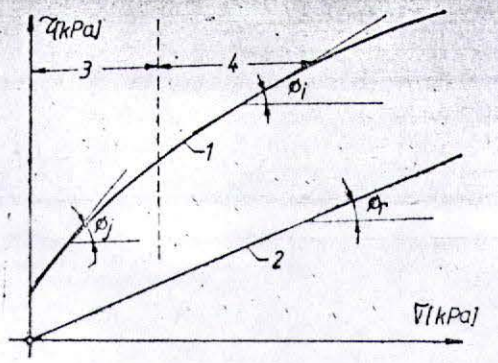


Fig. 1.13 — Variația rezistenței la forfecare (τ) cu efortul normal aplicat (σ): *1* — prima forfecare cu rezistența de vîrf; *2* — forfecarea de rezistență reziduală; *3* — dilatanță; *4* — forfecare; Φ_i, Φ_j — unghiuri de frecare la prima forfecare; Φ_r — unghi de frecare corespunzător rezistenței reziduale.

rugozitatea suprafețelor în contact, materialul de umplere și modul de îmbinare a blocurilor individuale. Suprafețele plane, netede, umplute cu material slab, de întindere mare și fără îmbinări de blocuri sînt cu cele mai mari riscuri pentru producerea unor alunecări. Acesta este cazul majorității faliilor. În aceste condiții, rezistența la forfecare este în întregime datorată frecării de alunecare pe suprafață și nu este influențată de efectul de scară.

În alte cazuri, cînd discontinuitățile nu au fost afectate de deplasări tangențiale mari există pe aceste suprafețe un anumit grad de coeziune dar care în general este afectat de efectul de scară. Cînd se consideră însă stabilitatea pe termen lung, în particular în situația unor ruperi progresive, singurul factor pe care se poate conta este coeficientul de frecare corespunzător rezistenței reziduale (fig. 1.13).

Pe baza celor prezentate mai înainte rezultă că rezistența masivului de-a lungul unor discontinuități majore poate fi determinată cu suficientă exactitate pe probe mici.

Valoarea găsită prin testele de laborator este direct aplicabilă la analiza întregului ansamblu baraj-teren de fundare.

Proba conținînd planul de stratificație sau falia se extrage din masivul de rocă prin decupare dacă roca nu permite carotajul și se trimite pentru încercare în laborator. Instalațiile folosite pentru încercare sînt cele de forfecare directă care trebuie să fie capabile de a încerca probe suficient de mari conținînd discontinuitatea și materialul de umplutură în spațiul dintre partea superioară și inferioară a casetelor. Ele trebuie să permită deplasări de forfecare suficient de mari pentru a atinge condițiile rezistenței reziduale la forfecare.

1.6. CLASIFICARE A MASIVELOR DE ROCĂ DUPĂ CALITĂȚILE LOR DE TERENURI DE FUNDARE PENTRU BARAJE

Concepțiile și obiectivele clasificării rocilor. Tendințele crescînde pe plan mondial de a realiza baraje înalte în condiții geologice tot mai nefavorabile, pe măsura epuizării amplasamentelor care oferă condiții mai bune impun o examinare tot mai minuțioasă a comportării terenului de fundare în cadrul ansamblului unitar baraj-teren de fundare.

Calitățile necesare ale terenului de fundare al barajelor depind de tipul și dimensiunile construcției. Totuși calitățile de rezistență și impermeabilitate sînt necesare în toate cazurile. Teste variate, așa cum au fost prezentate în paragrafele 1.4 și 1.5, conduc la obținerea unor parametri reprezentînd proprietățile fizice ale terenului de fundare. Unii din acești parametri se referă la valori locale din terenul de fundare. Din punctul de vedere al proiectării barajului interesează niște evaluări cantitative ale condițiilor geologice exprimate în parametri inginerești ca de exemplu modul de elasticitate, modul de deformație, coeziune, unghi de frecare interioară, coeficient de permeabilitate etc., pe întreaga fundație a viitoarei lucrări. Evaluări cît mai corecte ale acestor parametri din stadiile inițiale de proiectare sînt esențiale, deoarece pe baza lor se stabilesc soluțiile constructive și concepția generală a lucrării.

Sistematizarea rocilor după calitățile lor de terenuri de fundare pentru baraje oferă inginerului proiectant posibilități sporite de alegere corectă, în stadiile incipiente ale proiectului, ale parametrilor inginerești de calcul ai terenului de fundare. Mai multe sisteme de clasificare a masivelor de roci ca terenuri de fundare pentru baraje s-au elaborat de-a lungul timpului. Clasificarea *Mueller*, clasificarea *Tanaka* sau *Okamoto, Yasuo* și *alții* sînt printre cele mai cunoscute din lume. În cele ce urmează se prezintă o nouă metodă de clasificare dezvoltată de *Kikuki K:, Saito K* și *Kusunoki K.I.* pe baza metodei *Tanaka*. Autorii și-au propus să dezvolte o metodă de clasificare cît mai obiectivă și simplă, bazată pe observații directe sau teste cît mai simple. De asemenea, au avut în vedere ca metoda să fie aplicabilă la toate rocile și pe baza ei să se poată evalua parametrii fizici inginerești necesari în proiectare.

Stabilitatea terenului de fundare al barajelor include două criterii principale de analiză: stabilitatea legată de rezistența mecanică a terenului și stabilitatea legată de calitățile lui de permeabilitate. În cadrul primului criteriu trebuie evaluate riscurile de producere a unor deformații excesive sau distrugerea rocilor din terenul de fundare datorită acțiunii încărcărilor transmise de corpul barajului. În cadrul celui de al doilea criteriu trebuie evaluate presiunile interstițiale generate de infiltrațiile apei din lac prin terenul de fundare, descreșterile coeficienților de frecare interioară datorită efectului apei, degradarea proprietăților rocilor prin saturarea cu apă și altele.

Factorii geologici care condiționează stabilitatea terenului de fundare din punctul de vedere al rezistenței lui mecanice sînt: rezistența și deformabilitatea rocilor însăși care alcătuiesc ansamblul și gradul lor de fisurare. Rezistența și deformabilitatea rocilor însăși depind de felul mineralelor din compoziția lor, condițiile de erodare și alterare, dimensiunile granulelor, tăria legăturilor intergranulare, așezarea granulelor componente precum stratificația și șistuozitatea. Gradul de fisurare influențează stabilitatea terenului de fundare prin densitate, anizotropie, continuitatea și deschiderea fisurilor, proprietățile materialelor de umplutură din fisuri etc. Factorii geologici care influențează permeabilitatea sînt porozitatea rocilor însăși și densitatea, anizotropia, continuitatea și deschiderea fisurilor în rocă. Acești factori devin inevitabil parametri într-o clasificare privind calitatea rocilor.

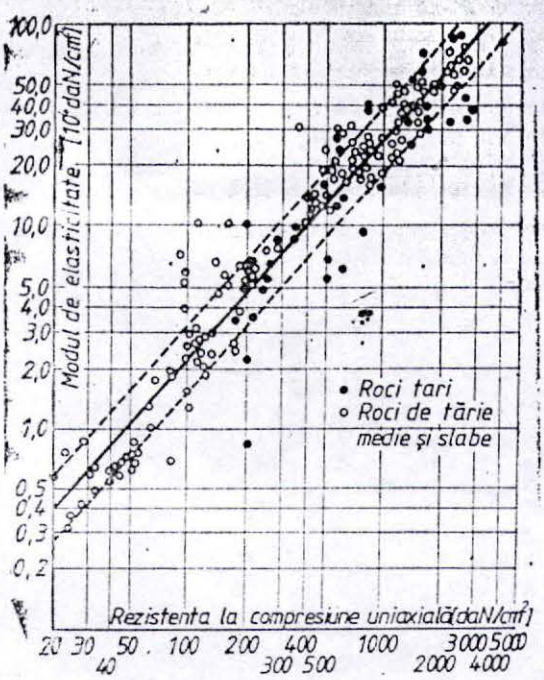


Fig. 1.14 — Corelații între rezistența la compresiune uniaxială pe epruvete de rocă în stare uscată și modulul de elasticitate.

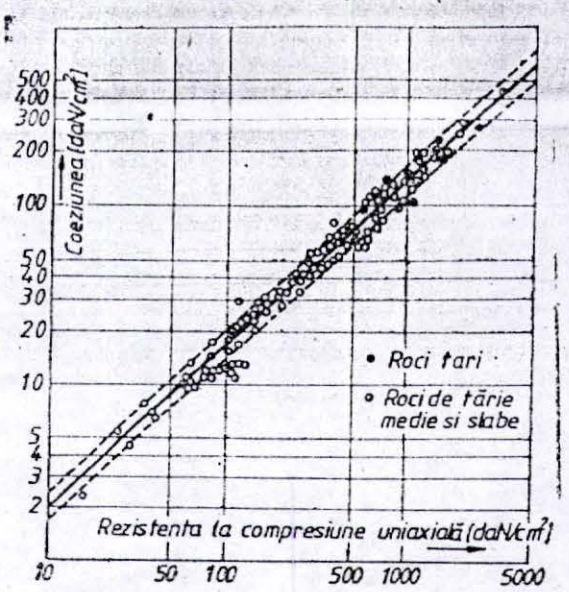


Fig. 1.15 — Corelații între rezistența la compresiune uniaxială pe epruvete de rocă în stare uscată și modulul de deformație.

Metodă de clasificare a masivelor de roci. În vederea elaborării unei metode de clasificare aplicabilă pentru toate masivele de roci trebuie stabilite criterii unitare de evaluare atît pentru roci dure cît și pentru roci slabe a proprietăților lor de rezistență și de deformație ca factori de bază pentru stabilitatea fundațiilor barajelor.

În figurile 1.14 și 1.15 sînt ilustrate corelații între rezistența la compresiune uniaxială determinată pe epruvete de rocă în stare uscată cu modulul de elasticitate și respectiv cu coeziunea. Datele prezentate demonstrează existența unor corelații strînse între parametrii analizați pentru toate tipurile de epruvete de roci, tari sau slabe, alterate sau nealterate. Rezultă că testul de compresiune uniaxială efectuat pe epruvete de rocă în stare uscată poate fi folosit pentru o clasificare generală a rocilor.

Capacitatea de rezistență a masivelor de roci este influențată atît de rezistența și deformabilitatea rocilor însăși cît și de gradul lor de fisurare. Funcție de tipul de rocă unul din cei doi factori menționați mai înainte poate fi mai important. De exemplu capacitatea de rezistență a masivelor de roci vulcanice și de gresii din Paleozoic este influențată în special de gradul lor de fisurare, în timp ce pentru masivele de argilite din Pliocen sau Neocen, rezistența rocilor însăși guvernează capacitatea de rezistență a masivului.

Pe baza considerentelor enunțate mai înainte *Kikuki*, *Saito*, și *Kusunoki* [12] clasifică rocile în trei grupe de bază: roci tari, roci de tărie medie și roci slabe, în funcție de tăria lor în stare naturală de masiv de rocă, apreciată pe baze empirice și prin testul de rezistență la compresiune uniaxială în stare uscată.

Fiecare grupă la rîndul ei este divizată în 6 categorii de calitate *A*, *B*, *C*, *D*, *E* și *F*. În tabelele 1.3 și 1.4 sînt sistematizate criteriile pentru clasi-

Tabelul 1.3

Categ. de masiv de rocă	Roci dure	Roci de duritate medie	Roci moi
1	2	3	4
	Rocile care depășesc 80—100 MPa în testul de rezistență la compresiune în stare liberă efectuat pe probe de rocă proaspătă. Lovite cu un ciocan geologic emit un sunet metalic	Rocile cu rezistență între 20—30 și 80—100 MPa în testul de compresiune în stare liberă uscată efectuat pe probe de rocă proaspătă. Lovite cu un ciocan geologic, ele emit un sunet foarte compact, dar în general nu emit un sunet metalic. Rocile cele mai moi din această grupă pot fi ușor deformate la suprafață cînd sînt lovite cu un ciocan geologic	Rocile care nu depășesc 20—30 MPa în testul de compresiune în stare liberă uscată efectuat pe probe de rocă proaspătă. Lovite cu un ciocan geologic emit un sunet gros și necompact și se pot sfărîma. Se deformează ușor la suprafață cînd sînt lovite cu ciocanul
A	Foarte proaspete din punct de vedere al caracterului litologic. Mineralele care formează rocile vulcanice și granulele din care se constituie rocile sedimentare; nu sînt decloc dezagregate sau alterate. Distribuția fisurilor este foarte limitată. În ansamblu rocile sînt foarte solide, dense și dure.		
B	Proaspete din punct de vedere al caracterului litologic. Mineralele care formează rocile vulcanice și granulele din care se constituie rocile sedimentare; sînt puțin alterate și dezagregate. Distribuția fisurilor este restrînsă, asigurînd o adeziune strînsă. În ansamblu rocile sînt solide, dense și dure.	Proaspete din punct de vedere al caracterului litologic. Granulele constituente nu prezintă semne de dezagregare secundară și alterare. Distribuție limitată a fisurilor. În ansamblu rocile sînt solide și dure. Rocile moi sau apropiate lor care au proprietățile menționate mai sus, este posibil să aparțină categoriei C.	
C	Aproape proaspete, solide și dure din punct de vedere al caracterului litologic. Mineralele care alcătuiesc rocile vulcanice, feldspații și mineralele colorate cum ar fi mica și amfibolul pot fi ușor alterate și dezagregate, iar în rocile sedimentare, feldspații și mineralele colorate care există secundar ca granule	Proaspete din punct de vedere al caracterului litologic. Granulele constituente nu dau semne de dezagregare secundară și alterare. Frecvența crăpăturilor este restrînsă, asigurînd o adeziune strînsă. În ansamblu rocile sînt aproape solide și dure Rocile dure sau apropi-	Rocile din această grupă sînt apropiate de rocile de duritate medie (aproximativ 15 MPa rezistența la compresiune în stare liberă uscată a rocilor proaspete). Proaspete din punct de vedere al caracterului litologic. Granulele constituente nu dau semne de alterare și

Tabelul 1.3 (continuare)

1	2	3	4
	constituiente pot fi ușor alterate și dezagregate. Distribuția fisurilor este considerabilă iar pereții acestora sînt în cea mai mare parte dezagregați și alterați, fiind decolorați. Uneori materialele aderă superficial la pereții fisurilor. Totuși pe suprafața crăpăturilor adeziunea este în general foarte strînsă. În ansamblu rocile sînt solide și dure.	ate lor pot aparține grupei B.	dezagregare, iar frecvența crăpăturilor este limitată.
D	În general ușor dezagregate și alterate din punct de vedere al caracterului litologic. La rocile vulcanice, feldspații și mineralele colorate cu excepția cuarțului sînt dezagregate, fiind de cele mai multe ori brune sau brun-roșcate. La rocile sedimentare feldspații și mineralele colorate care există secundar ca granule constituente sînt alterate și dezagregate fiind adesea brune sau brun-roșcate ca în cazul rocilor vulcanice. Crăpăturile sînt deschise și adesea conțin argilă sau materiale dezagregate. Rocile din această grupă au adesea o rețea deasă de fisuri fine. Lovite puternic cu un ciocan geologic de cele mai multe ori se sfarmă, pe linia fisurilor. Rocile proaspete din punct de vedere litologic, dar cu o rețea considerabilă de crăpături deschise care indică o stare sfărîmicioasă sînt adesea incluse în această categorie.	Feldspații și mineralele colorate existînd secundar ca granule constituente sînt în cea mai mare parte ușor dezagregate. Dezagregarea nu este atît de intensivă, dar rocile avînd o duritate medie par moi în contextul unei durități absolute. Distribuția crăpăturilor este considerabilă, majoritatea fiind puțin deschise. Crăpăturile sînt alterate și dezagregate, decolorate și adesea conținînd straturi subțiri de materiale dezagregate. Rocile din această categorie au fisuri fine într-o oarecare măsură. Lovite cu un ciocan geologic, adesea se sfarmă pe linia fisurilor.	Proaspete din punct de vedere al caracterului litologic. Granulele constituente nu dau semne de dezagregare secundară și alterare. Distribuția crăpăturilor este restrînsă asigurînd o adeziune strînsă. În ansamblu rocile sînt puțin dezagregate dar în contextul unei durități absolute par moi. Cele cu rezistență la compresiune în stare liberă uscată mai mică de 6...7 MPa nu aparțin acestei clase ci grupei *C*.
E	Deoarece mineralele care formează rocile vulcanice sau granulele care constituie rocile sedimentare sînt considerabil dezagregate, în ansamblu rocile sînt în general brune sau brun-roșcate. Crăpăturile deschise conțin argilă și materiale dezagregate în cantități considerabile. În rocile din această categorie se remarcă o distribuție amplă a unor fisuri fine iar pe linia fisurilor se pro-	Granulele constituente sînt dezagregate și alterate, iar gradul de consolidare este foarte scăzut. Rocile au o duritate medie. Crăpăturile sînt amplu distribuite. Ele sînt deschise și conțin materiale dezagregate și straturi de argilă în cantități considerabile. Rocile din această categorie sînt considerabil dezagregate pe linia fisurilor, iar	Granulele constituente sînt puțin alterate și dezagregate, iar gradul de consolidare este foarte scăzut. Rocile sînt foarte moi. Cînd rocile sînt lovite cu pintenul unui ciocan geologic, acesta se înfige în ele.

Tabelul 1.3 (continuare)

1	2	3	4
	duce dezagregarea. Lovite ușor cu un ciocan geologic se sfărîmă sau se deformează imediat. În această categorie sînt incluse și rocile proaspete din punct de vedere litologic dar cu o distribuție considerabilă a crăpăturilor deschise.	cînd sînt lovite cu un ciocan geologic se sfarmă imediat.	
F	Mineralele care formează rocile vulcanice sau granulele constituiente ale rocilor sedimentare sînt considerabil dezagregate și se întîlnesc adesea porțiuni nisipoase și argiloase. Distribuția crăpăturilor în rocile din această categorie este incertă.	Granulele constituente sînt considerabil dezagregate și alterate, iar gradul de consolidare este foarte scăzut. Adesea sînt nisipoase și argiloase. Distribuția crăpăturilor în rocile din această categorie este incertă.	Gradul de consolidare al granulelor constituente este foarte scăzut, majoritatea fiind nisipoase sau argiloase.

Tabelul 1.4

Categoria de rocă	Modulul static de elasticitate [daN/cm²]	Modulul de deformație [daN/cm²]	Coeziunea [daN/cm²]	Unghiul de frecare interioară [°]	Viteza undelor elastice primare $V_P \left[\frac{km}{s}\right]$	Ricoșeul ciocanului standard de testare a rocilor [12]
B	80 000 sau mai mult	50 000 sau mai mult	40 sau mai mult	55...65	3,7 sau mai mult	36 sau mai mult
C	40 000—80 000	20 000—50 000	20...40	40...55	3,0...3,7	27...36
D	15 000—40 000	5 000—20 000	10...20	30...45	1,5...3,0	15...27
E, F	15 000 sau mai puțin	5 000 sau mai puțin	10 sau mai puțin	15...35	1,5 sau mai puțin	15 sau mai puțin

ficarea masivelor de rocă în grupele și categoriile menționate, precum și valorile unor parametri inginerești, corelați cu clasificarea propusă.

Metoda de clasificare propusă este limitată la determinarea capacității de rezistență a rocilor. Permeabilitatea rocilor, un alt parametru de bază care condiționează stabilitatea masivelor, a fost exclusă în mod intenționat din criteriile de clasificare, deoarece evaluarea ei este deosebit de dificilă.

Metoda de clasificare convențională pentru categoriile de masive de roci este calitativă și ar putea fi afectată de un anumit grad de subiectivism. În vederea creșterii obiectivității în stabilirea categoriilor de masive de roci, autorii citați mai înainte [12] introduc criterii cantitative, ca de exemplu: deformabilitatea și rezistența determinate pe epruvete de rocă, densitatea,

continuitatea, deschiderea fisurilor, starea pereților fisurilor și proprietățile materialelor de umplere a fisurilor (discontinuităților). Fiecare din elementele de clasificare prezentate a fost pentru convenienţă divizat în patru clase (tabelul 1.5). Pe baza lor în tabelul 1.6 se sistematizează rezultatele obținute după aceste noi criterii cantitative în clasificarea propusă pentru masivele de roci.

Tabelul 1.5

Simbolul	Clase standard pentru gradul de alterare	Tăria proprie a rocilor		Condițiile de distribuție a discontinuităților				
		Clase standard pentru gradul de solidificare	Criteriu (rezistența la compresiune uniaxială în stare uscată) [daN/cm²]	Densitatea discontinuităților	Criteriu		Clase standard pentru deschiderea fisurilor	Clase standard pentru starea pereților fisurilor
				Clase standard pentru desime	Distanța dintre discontinuități [m]	Distanța dintre discontinuități continue [m]		
○	Nealterată	Solid	600... 1 000	Puțin răspîndite	⩾3,0	⩾10,0	Închise	Complet nealterați
△	Practic nealterată	Practic solid	400... (600... 1 000)	Rare	0,5...3,0	2,0... 10,0	Practic închise	Puțin alterați și corodați
▲	Alterată	Puțin slab	200... 400	Răspîndite	0,1...3,0	1,0...2,0	Deschise	Alterați, corodați cu materiale alterate aderente între pereți
●	Foarte alterată	Slab	200	Foarte răspîndite	⩽0,1	⩽1,0	Foarte deschise	Foarte alterați, corodați cu argile și materiale alterate între pereți

Corelații între categoriile de rocă și parametrii inginerești. Caracterizarea masivelor de rocă din punctul de vedere al calităților lor de terenuri de fundare pentru baraje sau alte tipuri de construcții necesită evaluarea unor parametri inginerești, ca: modulul de deformație, modulul de elasticitate, rezistența la alunecare. Astfel o clasificare a rocilor este utilă în măsura în care permite estimarea directă a acestor parametri inginerești fără efectuarea testelor tradiționale.

Tabelul 1.6

Categoria de rocă	ELEMENTE DE CLASIFICARE														
	ROCI TARI					ROCI DE TARIE MEDIE					ROCI SLABE				
	Starea minerală a rocii		Starea discontinuităților			Starea minerală a rocii		Starea discontinuităților			Starea minerală a rocii		Starea discontinuităților		
	Grad de alterare	Grad de solidificare	Desime	Deschidere	Starea pereților	Grad de alterare	Grad de solidificare	Desime	Deschidere	Starea pereților	Grad de alterare	Grad de solidificare	Desime	Deschidere	Starea pereților
A	○	○	○	○	○										
B	○	○	△	○	○/△	○	△	○	○	○					
C	○/△	○/△	△/▲	△	△/▲	○/△	△/▲	△	○/△	○/△	○	▲/●	○	○	○
D	△/▲	△/▲	▲/●	▲/●	▲/●	△/▲	△/▲	▲	▲	▲	○	● (f.slab)	○/△	○/△	○/△
E	▲/●	▲/●	●	●	●	▲/●	▲/●	▲/●	●	●	△	●	△/▲	△/▲	△/▲
F	●	● (f.slab)	●	●	●	●	● (f.slab)	●	●	●	●	● (f.slab)			

În tabelul 1.4 s-au prezentat deja unele corelații între parametrii menționați mai înainte și categoria de masiv de rocă. Alte date se prezintă în figura 1.16 pentru modulul de deformație (E) și modulul de elasticitate (E_s) în funcție de categoria de masiv de rocă. Corelațiile au fost stabilite pe baza rezultatelor obținute în metoda de încercare cu presa plană, în prezent cea mai aplicată. Modulul de deformație s-a obținut din gradientul liniei înfășurătoare pentru presiunea maximă de 70 daN/cm², iar modulul de elasticitate a fost modulul elastic tangent la curba efort-deformație pentru presiunea de 70 daN/cm². Cînd în cadrul testului presiunea maximă a fost mai mică de 70 daN/cm², s-au considerat valorile corespondente la tensiunea maximă atinsă.

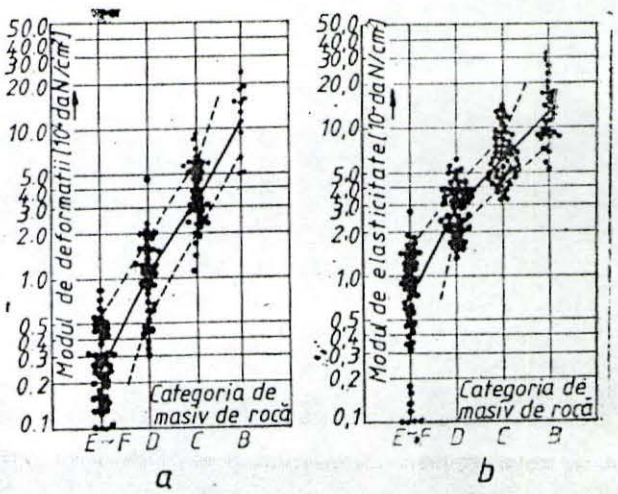


Fig. 1.16 — Corelații între categoria de masiv de rocă și caracteristicile mecanice: *a* — modul de deformație; *b* — modul de elasticitate.

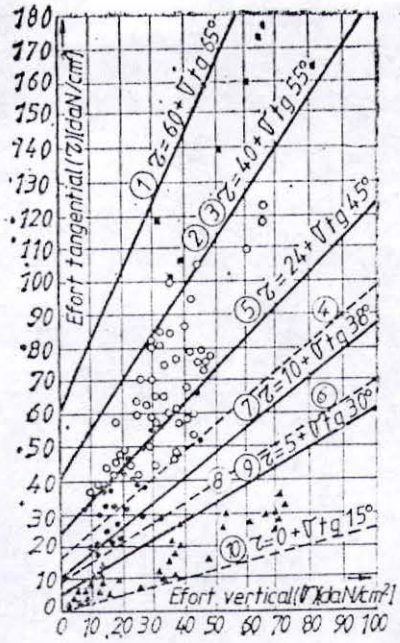


Fig. 1.17 — Corelații între categoria de masiv de rocă și rezultatele testelor de forfecare in situ: *1, 3, 5, 7* și *9* — limitele superioare pentru categoriile de masive de rocă *B, C, D, E* și respectiv *F*; *2, 4, 6, 8* și *10* — limitele inferioare pentru aceleași categorii de rocă.

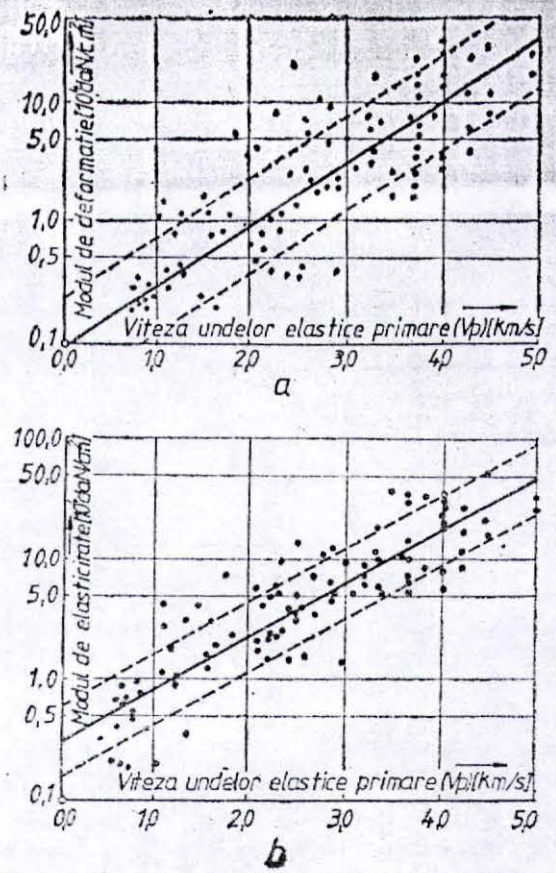


Fig. 1.18 — Corelații între viteza undelor primare și caracteristicile mecanice ale masivului de rocă: *a* — modul de deformație; *b* — modul de elasticitate.

Rezistența la forfecare a rocilor depinde de compactitatea, gradul de alterare și fisurare. Pe baza unor teste de forfecare în figura 1.17 se prezintă unele corelații între rezistența la forfecare (τ) și efortul vertical (σ) pentru diverse categorii de masive de rocă.

Corelații interesante s-au stabilit între vitezele undelor elastice primare în masive de rocă și valorile modulilor de deformație, respectiv de elasticitate (fig. 1.18). Pe această bază investigațiile seismice din amplasament (măsurarea vitezelor undelor elastice) apar ca foarte utile pentru stabilirea preliminară a parametrilor inginerești ai terenului de fundare a barajului.

Aplicarea datelor din clasificare în proiectarea barajelor. Datele obținute în diverse etape de realizare a unui proiect de baraj se sistematizează în cadrul clasificării propuse și se concretizează în secțiuni geologice transversale, longitudinale, laterale prin amplasamentul barajului. În această formă ele servesc pentru stabilirea liniei de fundare a barajului pe criteriul asigurării rezistenței portante necesare precum și a zonelor care necesită tratări speciale. În tabelul 1.7 se prezintă o apreciere a posibilităților de aplicare a categoriilor de masive de rocă conform clasificării prezentate mai înainte pentru fundarea barajelor de diferite tipuri [12].

Tabelul 1.7

Categoria de rocă în masiv	Calitatea ca fundație pentru baraj arcuit	Calitatea ca fundație pentru baraj de beton cu înălțimea $H \geqq 60$ m	Calitatea ca fundație pentru baraj din umpluturi cu înălțimea $H \geqq 60$ m
A	Foarte bună	Foarte bună	Foarte bună
B	Foarte bună	Foarte bună	Foarte bună
C	Aproape bună	Aproape bună	Aproape bună
D	Rea; terenurile din roci tari și de tărie medie cu calități apropiate de C pot fi luate în considerare; terenurile din roci slabe nu îndeplinesc calitățile necesare	Rea; terenurile din roci tari și de tărie medie pot fi îmbunătățite și utilizate; terenurile din roci slabe nu sînt corespunzătoare pentru baraje înalte	Aproape bună în ceea ce privește capacitatea de rezistență
E	Foarte rea	Rea; în zonele din vecinătatea coronamentului barajului, caracterizate de încărcări mici transmise de baraj, terenul poate fi tratat și utilizat ca fundație	În general nu sînt corespunzătoare ca fundații de baraj; se pot aplica măsuri de îmbunătățire a calității rocilor și rocile apropiate de categoria *D* și impermeabilizate pot fi satisfăcătoare.
F	Foarte rea	Foarte rea	Rea

Sistematizarea datelor geologice din amplasament în cadrul unei concepții unitare de clasificare a rocilor constituie informații utile și ușor de folosit de inginerul proiectant pentru stabilirea cotelor de fundare a barajului în condiții de siguranță și economicitate.

BIBLIOGRAFIE

1. PIRCHER, W. *Influence of Geology and Geotechnics on the Design of Dams.* Proceedings XIV-th International Congress on Large Dams, Vol 2, Rio de Janeiro, 1982.
2. GRIȘIN, M. M., ROZANOV, H. P., BELÎT, L. D. ș.a. *Betonnîe plotini na scalinîh osnovaniah.* Moskva, Stroiizdat, 1973.
3. LONDE, P. *Rock Mechanics and Dam Foundation Design.* Special Bulletin ICOLD, Paris, 1982.
4. BĂNCILĂ, I, ș.a. *Geologie inginerească, vol. I, II.* Editura Tehnică, București, 1981.
5. ANDREI, S. *Mecanica rocilor — curs și aplicații.* Institutul de Construcții București, 1983.
6. * * * *Normativ privind categoriile și volumul lucrărilor de studii geologice necesare pentru fundamentarea soluțiilor de proiectare a construcțiilor hidroenergetice.* PE 726/75, MEE—ICEMENERG, București, 1975.
7. CARABELLI, E., SUPERBO, S. *Vs and Vp cross hole measurements by automatic generators.* ISMES Publications, No. 202, Pergamo, 1985.
8. SCHNEIDER, B. *Moyens nouveaux de reconnaissance des massifs rocheux.* Annales de l'I.T.B.T.B., Paris, Juillet — Août, 1967.
9. OBERTI, G., CARABELLI, E., GOFFI, L., ROSSI, P.P. *Study of an orthotropic rock mass : experimental techniques, comparative analysis of results.* ISMES Publications, No. 117, Bergamo, 1979.
10. PRIȘCU, R., *Construcții hidrotehnice vol. I, II.* Editura Didactică și Pedagogică, București 1974.
11. MOISEEV, S., MOISEEV, I. *Camenno-zemlianîe plotinî-Osnovî proectirovania i stroitelistva,* Moskva, Energhia, 1977.
12. KIKUCHI, K., EAITO, K., KUSUNOKI, K.I. *Geotechnically integrated evaluation on the stability of dam — foundation rocks.* Proceedings XIV-th International Congress on Large Dams, Q 53, Rio de Janeiro, 1982.

2. TERENUL DE FUNDARE A BARAJELOR

2.1. SELECTAREA AMPLASAMENTELOR DE BARAJE ȘI CALITĂȚILE NECESARE ALE TERENULUI DE FUNDARE

Alegerea amplasamentului. Amplasamentele posibile pentru înscrierea unor baraje trebuie să satisfacă mai multe condiții legate atît de barajul propriu-zis și construcțiile adiacente cît și de lacul de acumulare. În lungul unui rîu, în sectorul studiat există în mod obișnuit mai multe amplasamente care satisfac asemenea condiții. Amplasamentul final, ales din compararea tehnico-economică între mai multe variante, trebuie să ofere condițiile cele mai economice pentru realizarea lucrărilor și satisfacerea folosințelor propuse. Eliminarea progresivă a amplasamentelor mai puțin favorabile se recomandă a fi făcută din fazele inițiale ale investigațiilor. Pentru comparația economică finală pe bază de costuri ale investiției sau de consumuri energetice se reține un număr redus de amplasamente, de obicei două sau trei dintre cele avute inițial în vedere.

Chiuveta lacului de acumulare trebuie să fie suficient de puțin permeabilă pentru a reduce substanțial cheltuielile eventuale necesare pentru etanșeizarea ei. Morfologic, trebuie să permită realizarea unor volume de acumulare cît mai mari, din acest punct de vedere văile largi cu pante longitudinale reduse situate imediat în amonte de amplasamentul barajului sînt cele mai favorabile. Regimul precipitațiilor în bazinul hidrografic asociat lacului de acumulare trebuie să asigure umplerea lui anuală sau multianuală în conformitate cu programul prevăzut de folosințe a resurselor de apă înmagazinate.

În selectarea amplasamentelor de baraje se recomandă o serie de criterii principale.

Condiții morfologice. Văile înguste cu versanți stabili și fără accidente morfologice pronunțate (proieminențe, depresiuni) conduc la consumuri minime de material în corpul barajelor și transmiterea corectă a încărcărilor la fundație. Rigolele de eroziune, ascunse uneori sub patul de balast al albiei rîurilor, pot afecta semnificativ costul lucrării.

Condiții geologico-geotehnice. Terenul de fundare trebuie să ofere rezistență suficientă pentru preluarea încărcărilor date de construcție, permeabilitate redusă și stabilitate la acțiunea apelor de infiltrație. Trebuie evitate amplasamentele cu falii majore, crăpături sau zone de alterare profunde. Ele pot necesita cheltuieli excesive pentru asigurarea condițiilor adecvate de fundare.

Condiții hidrologico-hidraulice. Debitele afluente și regimul curgerii pe rîu influențează asupra soluțiilor pentru descărcători și pentru devierea apelor în timpul construcției. Costul lucrărilor de descărcare-disipare este relativ redus în raport cu costul amenajării, dar poate varia foarte mult în funcție de amplasament; funcționarea lor defectuoasă poate avea consecințe dramatice. În consecință încă din fazele preliminare vor fi preferate amplasamentele care asigură siguranță sporită în exploatarea lucrărilor de descărcare-disipare.

Condiții locale și de acces. În unele amplasamente pot exista drumuri, căi ferate, linii de transport energie electrică, localități și alte amenajări a căror reamplasare pot afecta serios costul amenajării. De asemenea condițiile de acces în amplasament pot avea influențe semnificative asupra costului. Amplasamentele fără drumuri de acces amenajate sau cu accese dificile vor fi pe cît posibil evitate.

Calități necesare ale terenului de fundare. Calitățile necesare pentru un teren de fundare se diferențiază în funcție de tipul de baraj ce urmează a se realiza. Calitățile terenului de fundare se pot grupa pe următoarele direcții principale: deformabilitate și rezistență, stabilitate, permeabilitate.

În general un teren de fundare bun pentru un baraj de beton se caracterizează prin următoarele calități [1]:

— rezistență suficientă pentru preluarea încărcărilor din construcție;

— compresibilitate redusă și uniformă; în cazul barajelor arcuite sau al barajelor de greutate sau cu contraforți cu înălțime de peste 40 m, terenul de fundare trebuie să fie practic incompresibil;

— permeabilitate redusă și stabilitate la acțiunea apelor de infiltrații;

— structură compactă fără falii majore, crăpături sau zone de alterare profunde;

— structură stabilă fără pericole potențiale de amorsare a unor alunecări ale versanților sau ale unor structuri din fundație, prăbușiri etc.

Rocile stîncoase și semistîncoase constituie terenuri bune de fundare pentru barajele de greutate și cu contraforți. Terenurile nestîncoase alcătuite din nisipuri și argile pot fi acceptate ca terenuri de fundare pentru baraje de greutate cu înălțimea de maximum 30 m, iar cele alcătuite din pietriș și bolovăniș pentru baraje de greutate cu înălțimea de maximum 40 m.

Orientarea straturilor, în cazul terenurilor de fundare alcătuite din roci șistoase și sedimentare, influențează asupra stabilității la alunecare și la pierderile de apă prin infiltrații, în general asupra repartiției eforturilor în ansamblul baraj-teren de fundare. Pentru exemplificare, în figura 2.1 se prezintă unele rezultate obținute pe modele geomecanice, avînd terenul de fundare alcătuit din straturi de diverse orientări. Cu linie continuă sînt ilustrate eforturile verticale σ_y măsurate, din încărcările verticală G sau hidrostatică P, în comparație cu cele calculate după metoda elementară a rezistenței materialelor reprezentate cu linie întreruptă. Sînt de observat diferențele mari între diagramele măsurate și cele liniare calculate după rezistența materialelor și faptul că în general coeficientul de concentrare a eforturilor $K = \sigma_y^e/\sigma_y^{rm}$ (σ_y^e este efortul determinat experimental, iar σ_y^{rm} — efortul calculat după rezistența materialelor) crește direct proporțional cu raportul E_b/E_f între modulii de elasticitate a barajului (E_b) și a fundației (E_f). Modulii E_f considerați au corespuns cu direcția de acțiune a încărcărilor.

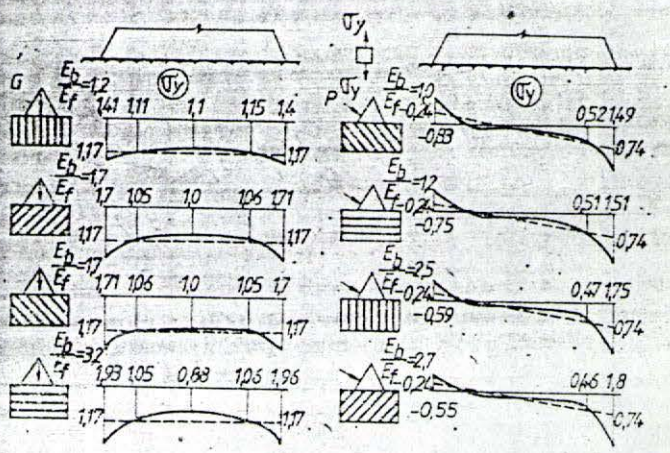


Fig. 2.1 — Diagrame de eforturi verticale (σ_y) măsurate pe modele geomecanice cu diverse înclinări ale straturilor din terenul de fundare, din încărcarea verticală (G) și hidrostatică (P): E_b — modul de elasticitate în corpul barajului, E_f — modul de elasticitate în terenul de fundare pe direcția încărcării. Cu linie întreruptă sînt reprezentate eforturile calculate după rezistența materialelor.

În cazul barajelor arcuite, datorită sarcinilor unitare mai mari transmise terenului de fundare, condițiile asupra calității terenului de fundare sînt mult mai severe. Rocile din versanți și albie trebuie să fie practic incompresibile, monolite, rezistente, etanșe. Asemenea calități îndeplinesc în general rocile eruptive și metamorfice nedegradate precum și cele sedimentare de bună calitate.

Barajele de piatră și în special cele de pămînt pot fi realizate, spre deosebire de cele de beton, și în terenuri de fundare cu condiții geologice complexe și nefavorabile. Totuși, terenurile de fundare trebuie să satisfacă un minimum de condiții, care se prezintă în continuare [3].

Astfel ele trebuie să dispună de o capacitate de rezistență satisfăcătoare pentru a putea prelua încărcările transmise de baraj, de compresibilitate redusă, de permeabilitate suficient de mică și de stabilitate fizică și chimică la acțiunea apelor de infiltrație din bieful amonte.

Terenurile stîncoase de diferite calități și chiar cele alcătuite din roci mai slabe satisfac exigențele cerute pentru fundarea barajelor din materiale locale. De asemenea, terenurile nestîncoase alcătuite din blocuri mari, pietriș grosier, bolovăniș, în general depozitele aluvionare bine îndesate constituie terenuri de fundare acceptabile din punct de vedere a rezistenței, stabilității și tasărilor. Terenurile alcătuite din nisipuri grosiere, argile nisipoase compacte pot fi acceptate pentru fundarea unor baraje cu înălțimi de maximum 30 ...40 m.

Terenurile formate din materiale fine și cu coeziune slabă cum sînt nisipurile fine, terenurile mîloase sau turboase, pot refula sub sarcinile transmise de baraj. În mod excepțional ele pot fi acceptate ca terenuri de fundare pentru baraje de pămînt adaptate în mod corespunzător. Astfel, pantele taluzelor se micșorează pentru realizarea unui profil transversal al barajului mai extins iar la piciorul amonte și aval se prevăd banchete stabilizatoare pentru limitarea riscului de refulare a materialului din terenul de fundare. În figura 2.2, pentru exemplificare se prezintă secțiunea transversală prin barajul Maktahuak ($H = 52$ m) fundat pe un teren mîlos cu grosimea de 20 m.

Accidentele tectonice pot influența soluțiile constructive. Pentru exemplificare, în figura 2.3 se prezintă o secțiune transversală prin barajul Brown-

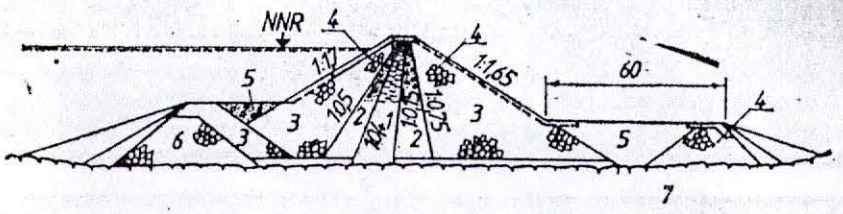


Fig. 2.2 — Barajul Maktahuak — secțiune transversală: *1* — nucleu din material argilos; *2* — zone de tranziție din balast; *3* — prisme de rezistență; *4* — piatră pentru protecția taluzelor; *5* — banchete stabilizatoare; *6* — batardou amonte; *7* — teren mîlos cu grosimea de 20 m.

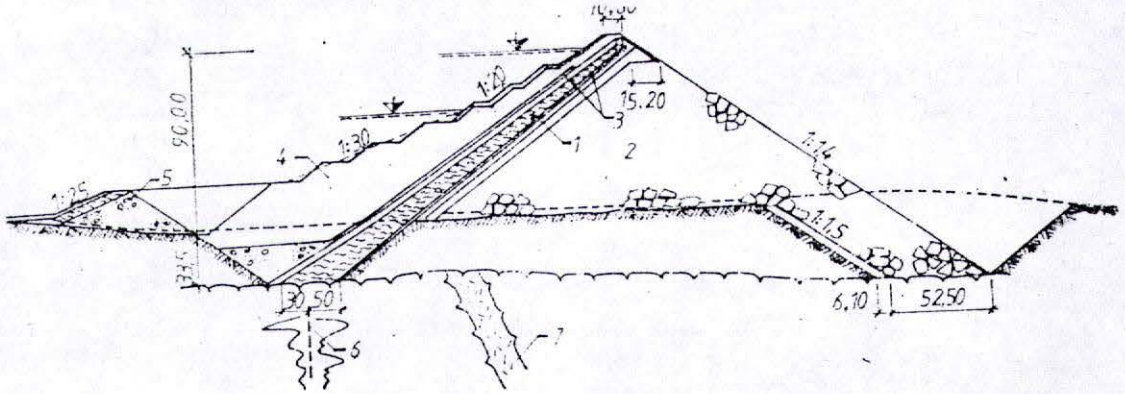


Fig. 2.3. — Barajul Brownlee — secțiune transversală: *1* — ecran; *2* — anrocamente; *3* — filtre; *4* — protecție amonte din anrocamente; *5* — batardou amonte; *6* — voal de etanșare; *7* — falie.

lee (SUA, $H = 90$ m) la care înclinarea elementului de etanșare din material argilos s-a justificat prin evitarea unei falii adînci din terenul de fundare.

În majoritatea cazurilor, amplasamentele de baraje nu îndeplinesc în totalitate și pe întreaga lor ampriză condițiile de calitate impuse terenurilor de fundare ale barajelor. Sînt necesare intervenții pentru îmbunătățirea caracteristicilor lor deficitare, prin lucrări specifice.

Sinteza datelor de proiectare asupra terenului de fundare. În capitolul I s-au descris etapele programelor de investigare a terenului de fundare în acord cu stadiul de realizare a barajului. Strîngerea, studierea și evaluarea datelor asupra terenului de fundare sînt activități cu continuitate pe toată durata realizării barajului din faza de prefezabilitate pînă la execuția completă a lucrării.

Aprofundarea datelor asupra terenului de fundare permite adaptarea pe parcurs a proiectului cu noile informații pentru prevenirea unor eventuale situații critice periculoase în comportarea viitorului ansamblu baraj-teren de fundare.

O hartă geologică tipică și un profil longitudinal prin amplasamentul unui baraj sînt ilustrate în figura 2.4. Cercetările geologice încă din fazele preliminarii trebuie să fie suficiente pentru a defini condițiile geologice majore cu deosebire acelea care pot afecta proiectul barajului.

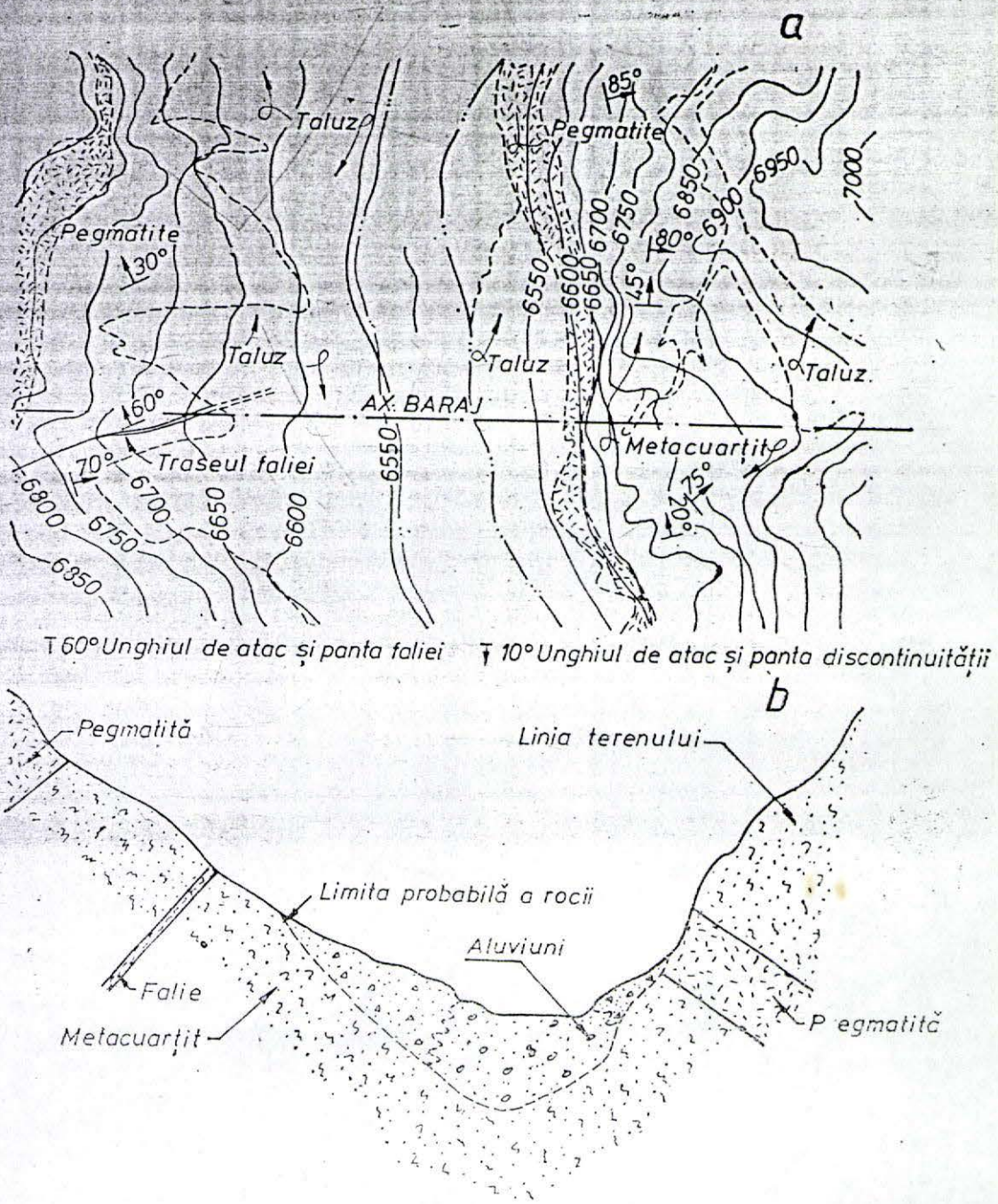


Fig. 2.4 — Amplasament tipic al unui baraj: *a* — hartă geologică; *b* — profil geologic prin axul barajului.

Raportul geologic final asupra terenului de fundare trebuie să cuprindă descrierea amănunțită și precisă a următoarelor date principale:

— orientarea, adîncimea, grosimea, continuitatea și compoziția tuturor faliilor și crăpăturilor din terenul de fundare;

— grosimea stratului de aluviuni și deluvii de pantă;

— grosimea stratului de rocă alterată;

— orientarea și continuitatea planurilor de șistuozitate;

— caracteristicile fizice ale rocilor din terenul de fundare inclusiv ale materialelor de umplere din falii și crăpături.

2.2. TRATAREA TERENULUI DE FUNDARE

Generalități. În mod obișnuit întreaga suprafață de fundare a barajelor de beton sau a elementului de etanșare a barajelor din materiale locale trebuie realizată pe rocă sănătoasă capabilă să reziste încărcărilor transmise de baraj, lac și structurile adiacente. O considerabilă atenție trebuie acordată lucrărilor de excavații cu explozivi pentru a proteja roca de fundare de degradări prin utilizarea unor cantități excesive de explozivi. Toate excavațiile se recomandă să fie conforme liniilor din proiect. Totuși uneori pe măsura dezvoltării lucrărilor și obținerii de noi informații apare necesar și chiar de dorit să se modifice liniile inițiale din proiect pentru adaptarea excavațiilor la condițiile locale.

Excavațiile se execută în două faze principale: excavații grosiere și excavații de finisaj. Cele grosiere se execută de la partea superioară a versanților spre talveg și constau din îndepărtarea rocii pînă la circa 1 m deasupra liniei definitive a fundației barajului. Cele de finisaj se execută de la bază spre coronament precedînd cu maximum un an o campanie de betonare. Ele constau din profilarea definitivă a liniei fundației prin înlăturarea ultimului strat de rocă rămas după realizarea excavațiilor grosiere.

Terenurile de fundare alcătuite din roci care se degradează în contact cu aerul și apa (șisturi argiloase, calcare cretacice, argilite și gresii) se recomandă a fi excavate la cota definitivă imediat înaintea acoperirii lor cu beton. Altfel suprafețele expuse pot fi protejate prin aplicarea unui strat de mortar de protecție cu grosimea de 2...3 cm.

Pregătirea pentru acoperirea cu beton a suprafețelor de fundare se face prin spălarea lor succesivă cu jet de apă și aer la presiuni de cca 4 at pînă cînd apa se scurge limpede. Alternativ între spălări, petele roșii de pirită, petele galbene de argilă sau alte impurități existente pe suprafața de fundare se curăță cu perii metalice.

În numeroase cazuri suprafețele de fundare a barajelor necesită tratamente speciale locale sau pe amprize largi pentru ameliorarea unor caracteristici ale lor improprii pentru fundarea barajelor. În principal există trei tipuri diferite de tratare a terenului de fundare și anume [4]:

— pentru reducerea deformațiilor;
— pentru creșterea rezistențelor;
— pentru controlul debitelor de infiltrații.

Excavații prin predecupaj. Tehnica excavațiilor prin predecupaj este o tehnică relativ nouă de forare și împușcare care permite obținerea unor suprafețe excavate relativ netede conforme cu proiectul. Găurile de foraj cu diametre de 65—80 mm se plasează de-a lungul suprafeței de rupere dorite la distanțe de 45...90 cm sau uneori mai mari, în funcție de caracteristicile rocii. Găurile sînt încărcate cu 1...2 patroane de dinamită la bază, celelalte patroane de exploziv se distribuie succesiv, distanțate la intervale de cca 30 cm spre partea de sus a forajului. Distanțarea patroanelor poate fi realizată prin legarea lor corespunzătoare de-a lungul conductorului electric sau fitilului de împușcare. Astfel patroanele de dinamită pot fi prevăzute cu un orificiu central prin care se introduce conductorul, distanțarea patroa-

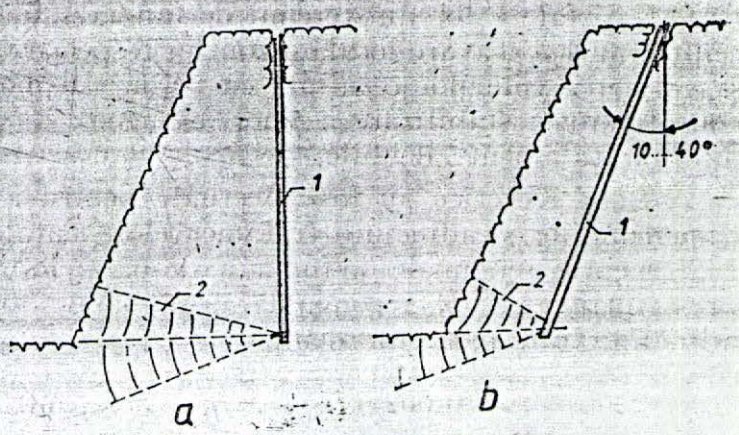


Fig. 2.5 — Sisteme de forare a găurilor de împușare la marginea taluzelor; *a* — vertical; *b* — înclinat; *1* — gaură de foraj; *2* — unde de șoc reflectate.

nelor fiind obținută prin introducerea alternativă pe conductori a unor elemente tubulare de dimensiuni corespunzătoare. După încărcare, forajele sînt burate pe întreaga lungime cu material curgînd liber.

Cînd încărcăturile de exploziv sînt detonate, în prima fază a exploziei masivul de rocă se va fisura de-a lungul suprafeței mai slabe formată de țesătura de găuri. În acest mod se formează o discontinuitate care ferește zona exterioară liniei excavației de efectul undelor de șoc ale exploziilor.

Datorită variațiilor largi ale caracteristicilor rocilor, distanțele dintre foraje și încărcăturile pe gaură de foraj vor fi determinate prin încercări „in situ".

Tehnica excavațiilor prin predecupaj a fost folosită cu mult succes în excavațiile de suprafață cu găuri de foraj verticale și găuri de foraj înclinate dar cu panta nu mai redusă decît 1:1. De asemenea acest sistem a fost utilizat cu succese limitate și pentru excavarea tunelelor și galeriilor.

În figura 2.5 se ilustrează două sisteme de forare pentru excavații de suprafață cu explozivi: cu găuri verticale și cu găuri înclinate, paralele la linia taluzului de excavat. Studiile au demonstrat eficiența mai mare a sistemului cu găuri înclinate [5]. După *Peurifoy* avantajele principale ale acestui sistem sînt următoarele:

— grosimea mai uniformă a acoperirii laterale cu rocă ceea ce permite o încărcare uniformă a găurilor înclinate fără necesitatea de a crește încărcarea specifică de exploziv la fundul găurii;

— posibilitatea de a crește distanța dintre foraje și reducerea raportului ml foraj/m^3 excavat, comparativ cu sistemul cu găuri verticale;

— suprafețe excavate mai netede, fără depășiri notabile ale liniilor de proiect;

— fragmentarea generală mai bună a rocii excavate.

Cînd un exploziv este detonat într-o gaură forată, undele de șoc se propagă în toate direcțiile. Dintre ele, numai acelea care se deplasează spre fețele libere ale excavației sînt eficiente în dizlocarea rocilor. În cazul găurilor înclinate o cotă parte comparativ mai importantă din energia undelor de șoc se deplasează spre fețele libere, influențînd direct asupra eficacității lor.

Tratamente dentale. Adeseori forajele exploratorii sau excavațiile finale conduc la descoperirea unor falii, intercalații de materiale slabe, zone zdrobite de rocă extinse la adîncimi care fac imposibile sau neeconomice soluțiile

de îndepărtare a lor din terenul de fundare. În aceste situații, soluțiile curente sînt de excavare locală a zonelor respective pînă la o anumită adîncime și umplerea golurilor rezultate cu beton sau mortar. Asemenea procedee de consolidare și stabilizare a unor asemenea zone locale slabe sînt frecvent numite tratamente dentale.

Studii teoretice au fost efectuate pentru a obține recomandări asupra dimensiunilor și adîncimii tratamentelor dentale. În acord cu studiile efectuate pentru terenurile de fundare ale barajelor Shasta și Friant din S.U.A., prescripțiile USBR recomandă următoarele formule pentru determinarea adîncimii tratamentelor dentale [6]:

$$\begin{aligned} d &= 0{,}002\ bH + 5 && \text{pentru } H \geqslant 150 \text{ feet} \\ d &= 0{,}3\ b + 5 && \text{pentru } H < 150 \text{ feet} \end{aligned} \qquad (2.1)$$

unde: H este înălțimea barajului în picioare peste nivelul general al fundației, b — lățimea în picioare a zonei slabe; d — adîncimea în picioare a excavației în zona slabă măsurată de la nivelul rocii sănătoase adiacente; în intercalațiile de filoane de argilă d trebuie să nu fie mai mic decît $0{,}1H$.

În figura 2.6 se prezintă tipurile de lucrări de plombare efectuate în terenul de fundare din fliș carpatic cu numeroase zone de roci grezoase degradate și pachete de marne deformabile ale barajului Poiana Uzului [7].

Plombele de *tip 1* s-au aplicat pentru pachetele de marne cu grosimi mai mari de 50 cm. Betonarea lor s-a efectuat o dată cu execuția excavațiilor. Plombele au fost prevăzute cu rosturi la distanțe de 5...10 m pentru a preveni fisurarea lor.

Plombele de *tip 2* sînt asociate zonelor brecifiate sau de gresii degradabile în contact cu apa și aerul, avînd rolul primei lamele de beton. La partea lor superioară s-au montat mustăți de armătură cu scopul sporirii rezistenței tangențiale.

Plombele de *tip 3* s-au aplicat în zona faliilor cu material degradat și permeabil. Adîncimea lor a fost limitată în funcție de posibilitățile realizării excavării lor manuale.

Plombele de *tip 4* corespund zonelor de gresii sănătoase cu intercalații de marne argiloase cu grosimi de 1...5 cm. Intercalațiile au fost înlăturate pe adîncimi de 10...20 cm., cu jeturi de aer comprimat, iar golurile formate s-au umplut cu beton de granulație fină.

Zidurile de *tip 5* s-au aplicat în pachete de șisturi marnoase cu grosimi de 2...3 m. Fisurația rocii adiacente a impus o execuție în două etape, prima constînd dintr-o serie de stîlpi la distanțe de 2...4 m care pătrundeau pe o adîncime de 1 m.Sub protecția lor s-au excavat șisturile pe adîncimi de 30...40 cm și s-au executat zidurile de sprijin din etapa a doua. În mod similar s-au executat și zidurile de *tip 6*, dar pe tronsoane mai lungi de cca 5,00 ... 7,50 m.

Plombele de *tip 7* s-au aplicat în zonele de falii. Ele s-au realizat din mortar de ciment.

Fundația barajului Poiana Uzului este străbătută de un sistem de galerii care permite supravegherea directă a comportării ei și luarea unor măsuri operative în caz de necesitate.

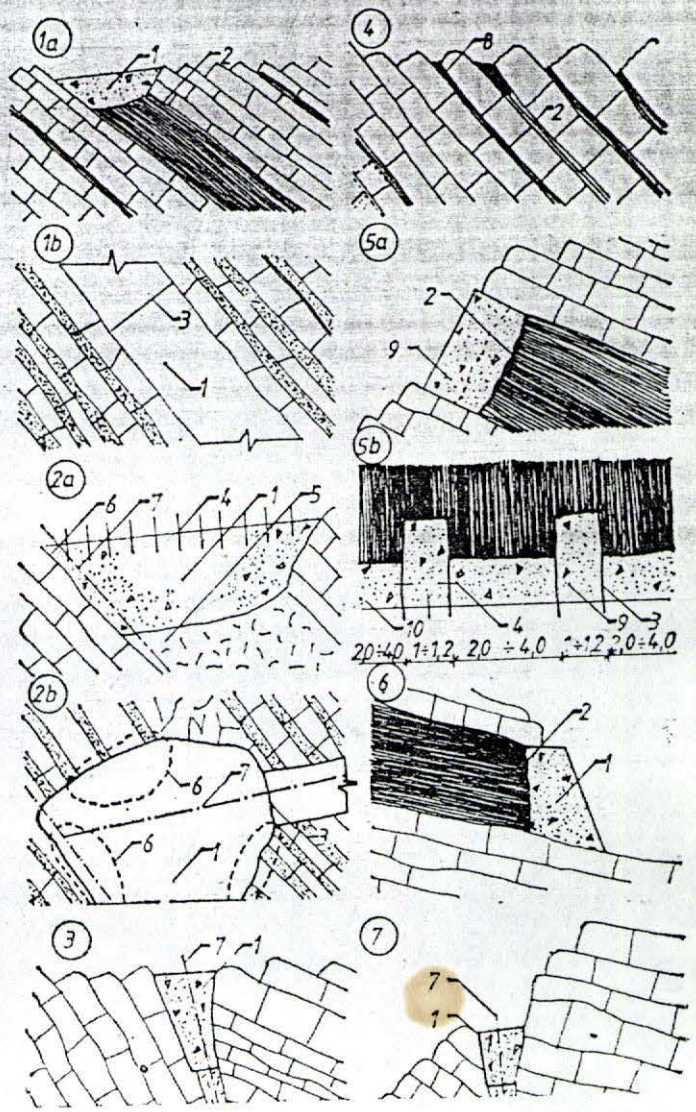


Fig. 2.6 — Tratarea terenului de fundare a barajului Poiana Uzului: *1* — plombă de beton; *2* — șisturi marnoase; *3* — rost; *4* — mustăți de armătură; *5* — zonă brecifiată; *6* — rocă sănătoasă, *7* — falie; *8* — plombă din mortar de ciment; *9* — stîlp de beton; *10* — zid de beton.

Tratarea faliilor și a discontinuităților majore. Existența unor falii sau discontinuități majore în terenul de fundare a barajelor nu mai constituie la nivelul experienței actuale, un motiv de eliminare obligatorie a amplasamentului.

Practica obișnuită de tratare a zonelor slabe sau a golurilor deschise din terenul de fundare a barajelor constă în curățirea și umplerea lor cu beton sau mortar de ciment pus în operă prin procedeele tradiționale sau prin injectare.

În acord cu concepții mai recente nu este obligatoriu de a se extinde sistemul de tratare menționat mai înainte pe întreaga suprafață a faliei sau discontinuității. Betonarea unei rețele dreptunghiulare de galerii și puțuri localizate în planul unei discontinuități verticale majore din amplasamentul barajului arcuit Monteynard (Franța) a dat deplină satisfacție.

În figura 2.7 se prezintă schema de tratare prin umplere cu beton și postcomprimare a faliilor foarte numeroase existente în fundația de granit a barajului arcuit Nagawado (H = 155 m) din Japonia. Măsurile au fost luate pentru a se asigura o bună stabilitate a terenului de fundare atît din punct de vedere mecanic cît și hidraulic. Interceptarea faliilor s-a făcut

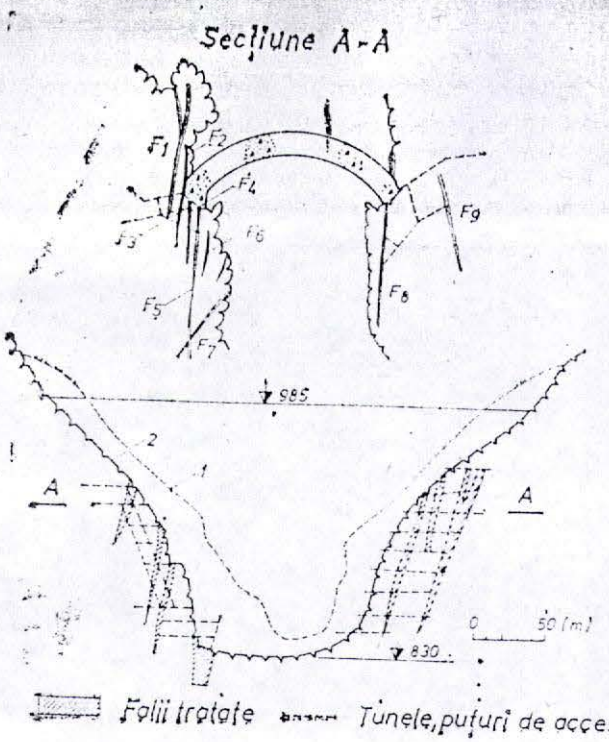


Fig. 2.7 — Barajul Nagawado — tratarea faliilor prin umplere cu beton: $F_1 \ldots F_9$ falii; *1* — linia terenului; *2* — linia fundației barajului.

printr-un sistem de galerii și puțuri. Excavarea materialului de umplere din falii și a rocii alterate s-a realizat cu un jet de apă la presiune foarte ridicată (10 MPa), evitînd folosirea explozivilor și implicit a consecințelor posibile privind degradarea rocii. Grosimea faliilor principale a fost în general sub 1,00 m, dar prin îndepărtarea zonelor adiacente de rocă alterată grosimea medie a excavației a fost de 1,60 m (fig. 2.8).

Dimensiunea pe orizontală a zonelor de falii tratate a fost de circa 30 m și excavațiile au fost executate în trei faze succesive, în fiecare fază realizîndu-se 10 m. Soluția a avut scopul să limiteze relaxarea rocii în jurul faliei datorită reducerii eforturilor interne în teren prin excavații. Umplerea cu beton a fost executată imediat după încheierea unei faze de excavații.

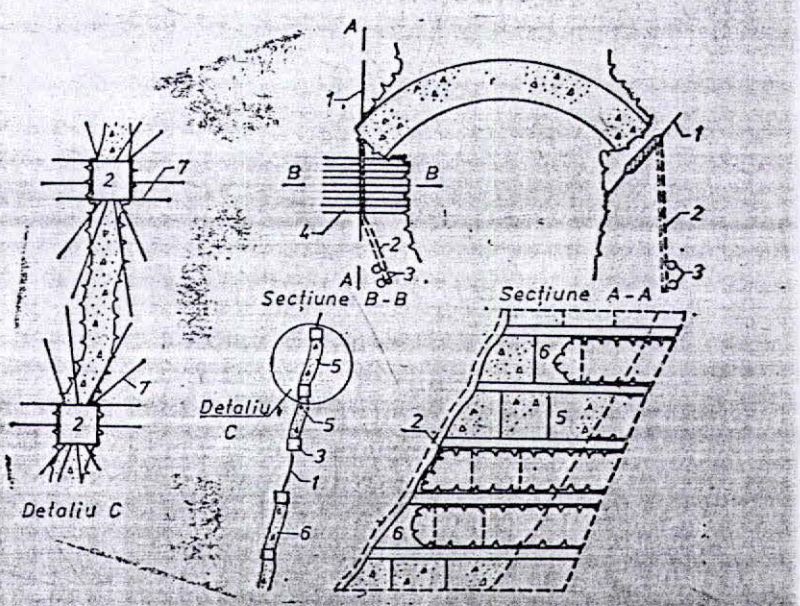


Fig. 2.8 — Schema de tratare a faliilor la barajul Nagawado: *1*—falie; *2* — tunel de acces; *3* — puțuri și suitoare de acces; *4* — ancore pretensionate; *5* — tronson de falie betonat; *6* — tronson de falie excavat; *7* — foraje pentru injecții de consolidare.

iar următoarea fază a fost atacată numai după intervalul de timp specific pentru întărirea betonului.

După încheierea lucrărilor de betonare a zonelor de falii tratate, masivul de rocă adiacent a fost injectat din tunelele de acces situate la baza și la partea de sus a zonei tratate (fig. 2.8). Presiunea de injectare a fost de maximum 1 MPa.

În final, zonele tratate au fost precomprimate cu ancore postensionate. Forța de precomprimare totală a fost de circa 400 000 kN realizată prin posttensionarea cu 2400 kN a 171 ancore din bare de oțel de înaltă rezistență (fig. 2.9). Forajele în care s-au plantat ancorele au avut diametrul de 150 mm, adîncimi de 40 ...90 m și au fost orientate aproximativ normal pe planul faliilor. Distanța între foraje a fost de 2 ... 4 m pe orizontală și 6 ... 12 m pe verticală. O ancoră a fost alcătuită din 6 bare cu diametrul de 27 mm (fig. 2.9). La capătul din interior barele au fost ancorate în rocă prin injectarea forajului pe o lungime de 6 m. Injecțiile s-au făcut cu mortar de ciment conținînd pudră de aluminiu. Efortul de precomprimare realizat în roca din vecinătatea rosturilor barajului a fost de circa 100 kPa.

Trei falii situate la o distanță mai mare de baraj au fost tratate prin injecții cu lapte de ciment. În acest scop au fost executate foraje în lungime totală de 22 811 ml. Consumul mediu de ciment a fost de 56 kg/ml de foraj injectat.

Comportarea zonelor consolidate din terenul de fundare, pe baza interpretării măsurătorilor în timpul execuției și după prima umplere a lacului a fost pe deplin satisfăcătoare.

Injecții de suprafață. Injectarea fisurilor deschise și a porozităților existente în zona din terenul de fundare situată imediat sub cota de excavare

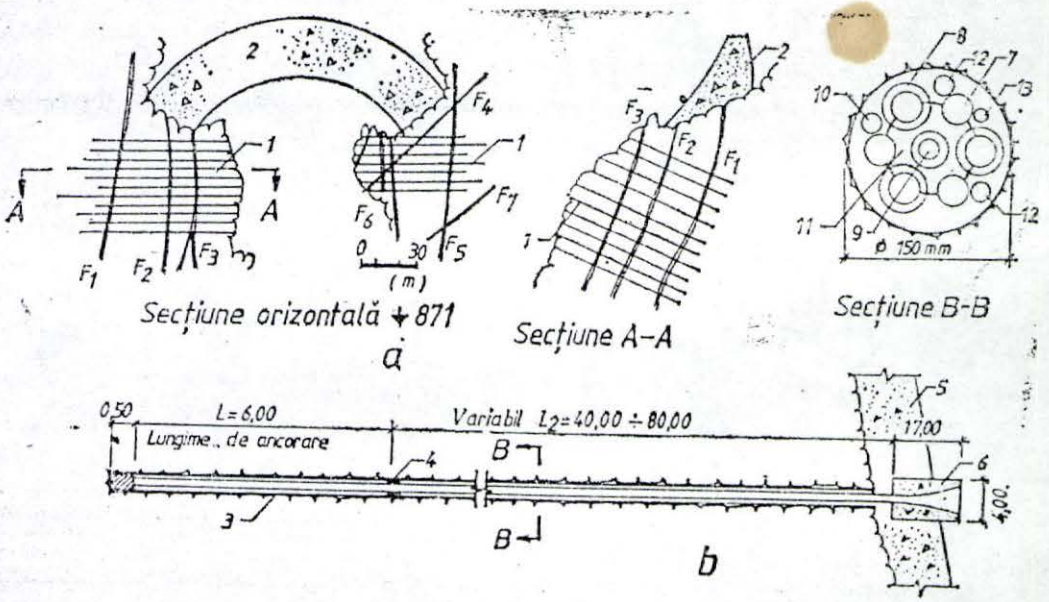


Fig. 2.9 — Sistemul de precomprimare al rocii din zona nașterilor barajului Nagawado: *a* — secțiuni caracteristice; *b* — detaliu de ancoră; $F_1 ... F_7$ falii; *1* — ancore pretensionate; *2* — corp baraj; *3* — capăt ancorat; *4* — pacher de etanșare, *5* — zid de sprijin; *6* — cap ancoră; *7* — bare de oțel; *8* — sistem de cuplare bare de oțel; *9* — conductă de injectare a capătului ancorei; *10* — conductă de injectare a găurii după pretensionare; *11* — rozetă de distanțare a barelor, *12* — conducte return pentru injecții; *13* — conductă de aer.

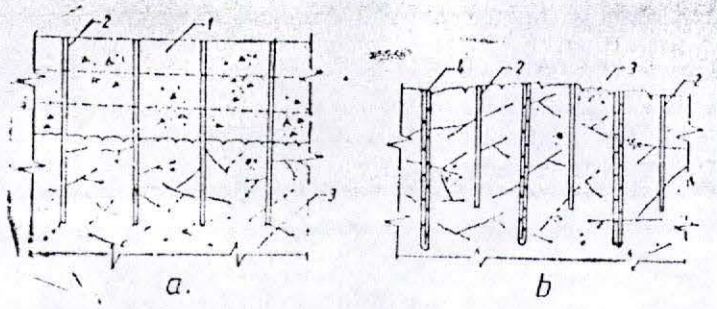


Fig. 2.10 — Sisteme de realizare a injecțiilor de legătură: *a* — de pe lamele de beton turnate anterior, *b* — după bulonarea rocii; *1* — lamele de beton, *2* — foraje pentru injecții, *3* — rocă, *4* — buloane de ancoraj cimentate.

conduce la creșterea rigidității acestei zone. Acest mod de tratare este frecvent aplicat în cadrul marilor baraje și are două efecte principale: reduce partea ireversibilă a deformațiilor rocii și mărește modulul ei de elasticitate. Aceste efecte pot fi obținute numai în cazul rocilor injectabile cu fisuri deschise. Fluidul de injectare este compus în mod obișnuit dintr-o suspensie sau mortar pe bază de ciment sau în cazuri speciale din geluri de silicați, rășini sintetice etc. Lucrările se pot încadra în trei categorii: de consolidare superficială (legătură), de consolidare profundă și de umplere [9].

Injecțiile de consolidare superficială (legătură) au scopul să reducă neomogenitatea și permeabilitatea stratului de rocă de la suprafață și să asigure un contact bun cu fundația. Adîncimea lor nu depășește 3 ...5 m sub cota fundației. Presiunile de injectare sînt limitate la cele create de greutatea rocii și eventual a betonului de deasupra zonei de injectare. Pentru mărirea presiunii de injectare cu scopul obținerii unui grad sporit de penetrare în fisuri a fluidului de injectare, injecțiile de legătură se execută după turnarea a 2 ... 3 lamele de beton sau după bulonarea rocii la adîncimi care să depășească nivelul de injectare (fig. 2.10).

Terenul de fundare situat sub nucleele de argilă ale barajelor din materiale locale se tratează prin injecții de la suprafața rocii. După executarea lor stratul superficial de rocă insuficient injectat se îndepărtează. În cazuri izolate, injectarea s-a realizat de pe stratul depus de argilă, în perioada de întrerupere a depunerilor. Procedeul prezintă riscul deformării prin umflare a argilei datorită pătrunderii fluidului de ihjecție pe contactul nucleu de argilă-rocă de fundare și al umezirii excesive a argilei.

Densitatea forajelor depinde de natura și starea de fisurare-alterare a rocii de fundare. În condiții normale densitatea este de 1 foraj la 6 ... 16 m^2 suprafață de fundare și poate varia în același amplasament în funcție de starea zonală a rocii.

Injecțiile de consolidare profundă au scopul să amelioreze caracteristicile fizico-mecanice ale rocilor. Adîncimea de consolidare variază între 5 și 20 m, depinzînd de caracteristicile rocii, lățimea fundației, mărimea încărcărilor și direcția de transmitere a încărcărilor. Suprafața de rocă consolidată depășește uneori ampriza fundației barajului, extinzîndu-se și în zone adiacente de rocă cu calități geomecanice nesatisfăcătoare.

Tratarea rocilor cu grad ridicat de fisurare și permeabilitate necesită uneori realizarea în prealabil de ecrane auxiliare la limita zonei ce se consolidează. Suspensiile pentru ecrane au vîscozitate crescută și se injectează cu presiuni reduse. După realizarea ecranelor roca din interior se injectează cu suspensii și mortare cu rezistență ridicată, cu viscozitate relativ scăzută și la presiuni mari, în funcție de caracteristicile rocii și morfologia terenului.

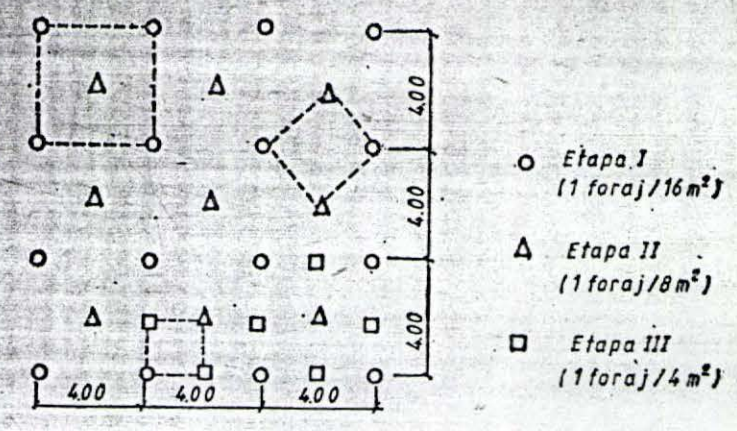


Fig. 2.11 — Schemă de executare a injecțiilor de suprafață în etape succesive.

Densitatea forajelor pentru injecții de consolidare profundă în mod obișnuit este mai redusă decît a celor pentru consolidare superficială, ca urmare a presiunilor mai mari de injectare ce se pot aplica. În mod frecvent densitatea este de 1 foraj la 9 ... 20 m² de suprafață consolidată.

Injecțiile de umplere au scopul de a umple golurile și cavernele, crăpăturile, crevasele care pot exista în terenurile de fundare, în special în terenurile carstice. Injectarea în roci foarte permeabile se face la presiuni mici și cu fluide ieftine, cu înlocuitori de ciment sau materiale inerte grosiere (nisip, cenușă). În roci cu permeabilitate medie se folosesc suspensii cu ciment și adaosuri inerte fine. Adîncimea la care se execută injecțiile de umplere este cuprinsă în general între 5 și 15 m depinzînd de caracteristicile rocii și scopul urmărit.

Densitatea optimă a forajelor pentru cele trei tipuri de injecții variază zonal în cadrul aceluiași amplasament în funcție de tipul de rocă tratată. Determinarea densității optime se bazează pe execuția lucrărilor în două sau trei faze de lucru succesive (fig. 2.11). În fiecare fază nouă se micșorează distanța dintre forajele de injecții executate.

Executarea necorespunzătoare a injecțiilor de suprafață poate periclita securitatea barajelor prin rămînerea în masa de rocă a unor căi preferențiale de infiltrații cu fenomene negative de sufozie și afuiere. Spre exemplu la barajele cu contraforți Secu ($H = 38$ m) și Poiana Uzului ($H = 80$ m) după intrarea în exploatare au apărut infiltrații alarmante de apă din lac în anumite zone din amplasament. În vederea limitării lor s-a intervenit cu lucrări suplimentare de injecții din foraje înclinate executate din aval de baraj.

Injecții de suprafață la barajul Alcantara. Barajul Alcantara-Spania este de tipul evidat, cu înălțimea maximă 130 m și lungimea la coronament 570 m. El realizează o importantă acumulare pe rîul Togo în apropiere de granița cu Portugalia. În amplasament a fost studiată și o variantă cu baraj arcuit. Ea nu s-a acceptat fiindcă roca de fundație, alcătuită din șisturi grăunțoase foarte fine din Paleozoic, a avut moduli de deformație variabili și reduși și rezistențe la compresiune de numai 85 daN/cm² [10].

În scopul micșorării și uniformizării deformabilității rocii s-au realizat importante lucrări de injectare (fig. 2.12). Parametrii principali ai acestor lucrări au fost următorii:

— suprafața de rocă tratată 3 753 m²
— volumul de rocă tratată 130 105 m³

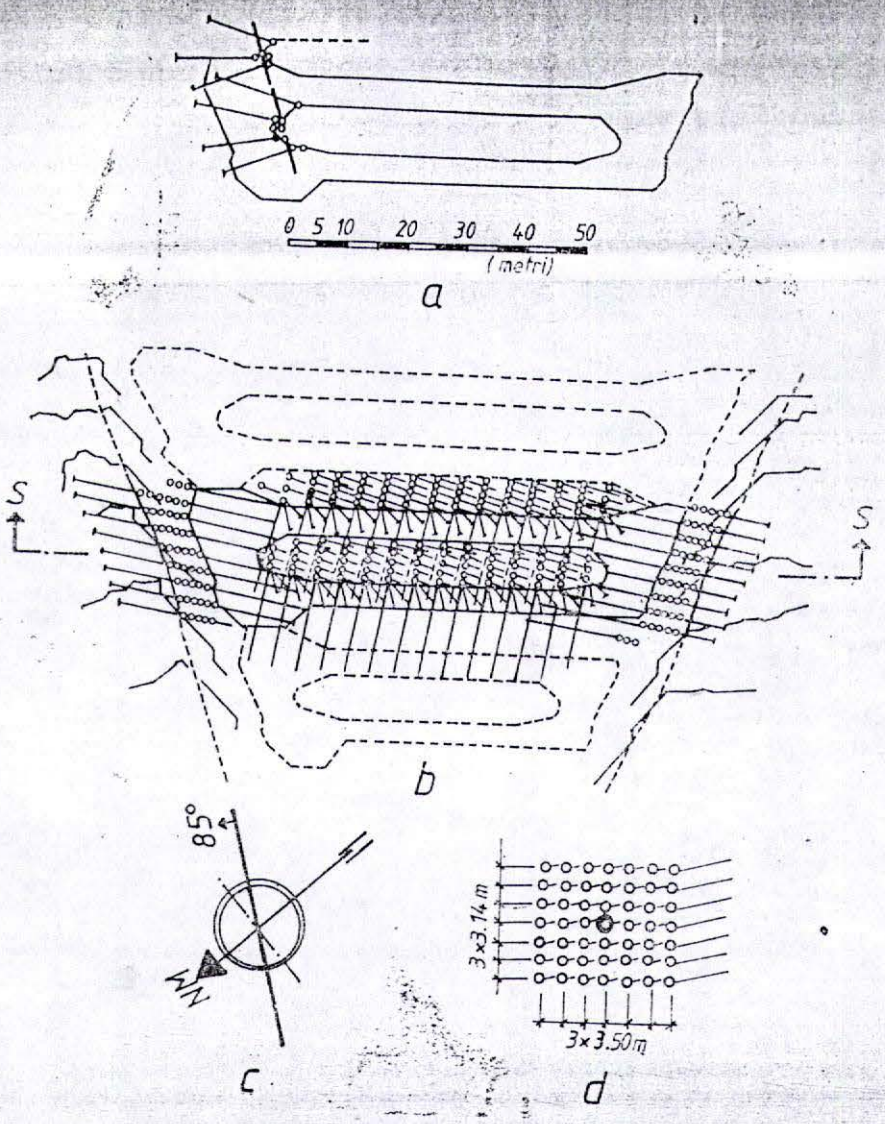


Fig. 2.12 — Barajul Alcantara — scheme privind dispunerea în plan a forajelor pentru injecții la un bloc din baraj: *a* — schema forajelor pentru voalul de etanșare; *b* — schema forajelor pentru injecții de consolidare; *c* — direcția și înclinarea șistuozității; *d* — schema forajelor pentru injecții de preconsolidare.

— lungimea forajelor executate 9 729 ml
— cantitatea de ciment injectată 1 585 t
— absorbția medie de ciment pe ml de foraj 163 kg
— absorbția medie de ciment pe m³ de rocă tratată 12 kg

Unele calcule numerice au condus la concluzia că circa 3 kg de argilă la fiecare m³ de rocă tratată au fost îndepărtați din diversele tipuri de fisuri prin spălare.

Modulii de elasticitate ai masei de rocă tratată au înregistrat creșteri semnificative de 20...40%. Ei au fost determinați prin teste seismice, înainte și după consolidare, în găuri speciale de foraj. În tabelul 2.1 se prezintă variația în adîncime a modulilor de elasticitate pentru două foraje de probă.

Tabelul 2.1

Adîncime [m]	Moduli de elasticitate în forajul S_2 [daN/cm²]			Moduli de elasticitate în forajul S_5 [daN/cm²]		
	Înainte de injectare	După injectare	Creşteri [%]	Înainte de injectare	După injectare	Creşteri [%]
10	260 000	350 000	34	200 000	280 000	40
20	270 000	400 000	48			
25				240 000	300 000	25
30	340 000	420 000	23			
37				330 000	360 000	9

Tabelul 2.2

Foraj	Înainte de injectare			După injectare		
	Modul de elasticitate [daN/cm²]	Dispersie		Modul de elasticitate [daN/cm²]	Dispersie	
		daN/cm²	%		daN/cm²	%
S_2	260 000	30 000	10,3	350 000	40 000	10,3
	270 000	20 000	6,9	400 000	10 000	2,6
	340 000	50 000	17,2	420 000	30 000	7,7
Medie	290 000		11,5	390 000		6,8
S_5	200 000	57 000	22,2	280 000	33 000	10,5
	240 000	17 000	6,6	300 000	13 000	4,2
	230 000	73 000	28 4	360 000	47 000	15,0
Medie	257 000		19,1	313 000		9,9

Pe lîngă creşterea sensibilă a modulilor de elasticitate, măsurătorile au indicat o uniformizare a proprietăţilor masei de rocă tratată. Acest aspect este pus în evidenţă prin reducerea dispersiei măsurătorilor, aşa cum se prezintă în tabelul 2.2 pentru aceleaşi foraje care au fost prezentate mai înainte în tabelul 2.1.

Argila şi alte materiale libere au fost îndepărtate din fisurile existente în masa de rocă prin spălări energice cu apă şi aer comprimat. Acest procedeu a fost aplicat în două direcţii la fiecare grup de foraje. Un grup a fost format din 50 foraje, iar un foraj a corespuns la cca 11 m². În prima etapă s-a lucrat pe direcţia curgerii rîului, iar în etapa.a doua normal pe ea şi dinspre versanţi către albie. Apa a fost introdusă timp de două minute în rînduri alternante de foraje, succedată de reprize cu aer comprimat timp de 1 min. Apa în exces şi aerul comprimat au putut refula prin rîndurile de foraje deschise. Forajele spălate-deschise au fost inversate atunci cînd apa refulată a devenit curată. În condiţii normale trei asemenea inversări s-au făcut în fiecare din cele două etape.

Timpul total necesar pentru a obţine apă curată (concentraţie maximă 0,5 g suspensie/l apă) la ieşirea din foraje a variat foarte mult. Cazurile extreme au fost de 31 ore la baza văii şi 914 ore la partea superioară a versantului stîng.

Programul general al lucrărilor de tratare a rocii de fundare a barajului a cuprins următoarele etape (fig. 2.13):

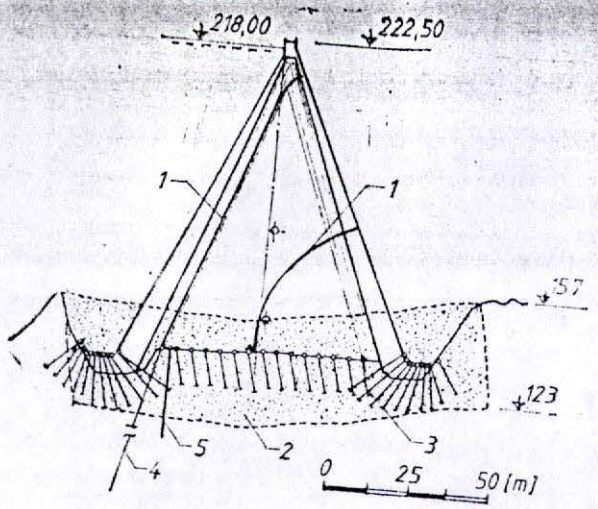


Fig. 2.13 — Secțiune transversală (*S-S*, fig. 2.12) prin barajul Alcantara: *1* — rosturi de construcție; *2* — zona injecțiilor de preconsolidare; *3* — foraje pentru injecțiile de consolidare; *4* — voal de etanșare, *5* — rețea de drenaj.

— curățarea suprafeței rocii și realizarea unor excavații parțiale, dar numai acolo unde roca era de calitate foarte slabă;

— executarea operației de „preconsolidare" prin foraje executate de pe suprafața rocii și injecții în tronsoane ascendente;

— realizarea excavațiilor pentru fundația barajului și turnarea primelor lamele de beton în baraj pînă la înălțimea de minimum 20 m;

— executarea injecțiilor de „consolidare" de pe ploturile barajului avînd înălțimi de minimum 20 m.

Grosimile straturilor de rocă preconsolidată au fost de 30 m în albie și de maximum 40 m pe versantul drept și de 50 m pe cel stîng.

Tronsoanele de injectare s-au situat succesiv la următoarele adîncimi față de suprafața terenului, 40...30 m, 30...25 m, 25...20 m, 20...15 m, 15...10 m, 10...5 m, și 5...0 m. Raportul apă-ciment (*a/c*) al suspensiei de injectare a variat între 4/1...1/1 în greutate, în funcție de testele de permeabilitate.

Masa de rocă cuprinsă între suprafața terenului și cota viitoarei fundații a barajului a fost considerată ca o „acoperire" a rocii tratate din fundație. În tronsoanele situate în zona de acoperire nu s-au făcut spălări, iar presiunea de injectare a fost limitată la 2 at. În tronsoanele situate sub cota de fundație a barajului presiunea de injectare a variat de la 12 at. pînă la maximum 30 at. Apa de spălare a avut o presiune de 12 at., iar aerul comprimat a avut uzual 7 at. În timpul testelor de injecții și a lucrărilor efective de preconsolidare s-au înregistrat unele umflări la suprafața zonelor injectate de 16...40 mm. O parte din aceste deformații este posibil să se fi produs datorită decomprimării rocii sau efectelor termice.

Injecțiile de consolidare propriu-zise au avut scopul să colmateze fisurile din terenul de fundare produse prin lucrările de excavații (fig. 2.13). Presiunea de injecții în această etapă a fost de 5 at indiferent de adîncimea tronsonului.

Date statistice asupra injecțiilor de consolidare. Unele date statistice asupra injecțiilor de consolidare, obținute din prelucrarea măsurătorilor de la 47 baraje de beton cu înălțimi cuprinse între 23 și 285 m din Elveția se dau în tabelul 2.3 [11] unde s-au folosit următoarele notații: $\bar{x}$ — valoarea medie a parametrului; s — devierea standard; n — numărul de baraje de la care s-au prelucrat datele; A — absorbția liniară, în kg/ml, de

Tabelul 2.3

	n	A [kg/ml]		n	E [kg/m²]		n	D [ml/m²]	
		$\bar{x}$	s		$\bar{x}$	s		$\bar{x}$	s
Tipul barajului									
— arcuit	23	75	62	19	40	30	18	0,76	0,73
— de greutate	9	64	30	8	19	9	8	0,32	0,16
Tipul masivului de fundare									
— gneiss	14	62	32	13	36	30	14	0,73	0,85
— granit	4	59	29	6	20	19	4	0,28	0,19
— calcare	6	66	51	4	28	21	4	0,40	0,21
— șisturi	9	92	86	8	30	29	7	0,39	0,16

foraj; E — absorbția specifică în kg/m² de suprafață consolidată; D — densitatea forajelor în ml/m² de suprafață consolidată.

Datele prezentate în tabelul 2.3 au o semnificație strict orientativă, soluțiile constructive și eficiența lor la aceste tipuri de lucrări depinzînd în mare măsură de condițiile specifice naturale.

2.3. LUCRĂRI DE ETANȘARE ȘI DRENAJ ÎN TERENURI STÎNCOASE

Sistemul voal de etanșare — rețea de drenaj. Practic toate barajele moderne sînt prevăzute cu sisteme de etanșare și drenaj a terenului lor de fundare. Aceste sisteme sînt concepute în mod unitar, ele avînd un rol hotărîtor asupra siguranței și bunei funcționări a construcției (fig. 2.14).

Voalul de etanșare are următoarele funcțiuni principale: micșorarea debitelor de infiltrație din lac, reducerea subpresiunilor pe talpa de fundație a barajului, diminuarea riscului de antrenare hidrodinamică a fracțiunilor de rocă fină, orientarea cît mai favorabilă pentru construcție a forțelor hidrostatice și hidrodinamice din apa infiltrată prin terenul de fundare.

Rețeaua de drenaj completează și amplifică unele dintre efectele favorabile ale voalului de etanșare, îndeplinind funcțiuni complexe ca: reducerea presiunilor din fisurile sau porii rocilor și pe talpa de fundație a barajului, drenarea apei care circulă prin masa rocii reducînd umiditatea ei

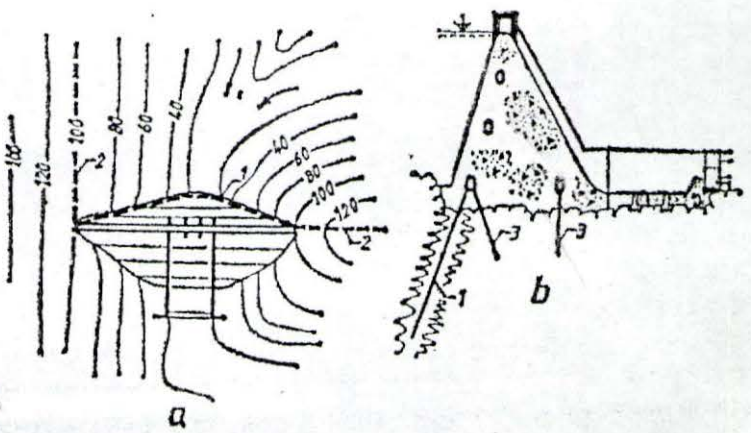


Fig. 2.14 — Sistem de etanșare — drenaj la un baraj de greutate: *a* — vedere în plan; *b* — secțiune transversală; *1* — voal de front; *2* — voal de larg; *3* — rețea de drenaj.

și mărind coeficienții de frecare de-a lungul fisurilor sau faliilor, prevenirea antrenării particulelor fine de rocă atunci cînd drenurile sînt prevăzute cu filtre inverse, controlul funcționării și a stabilității fizico-chimice a voalului permițînd intervenții operative în caz de necesitate.

Voalurile de etanșare pot fi de două tipuri: *frontale* realizate de obicei în zona piciorului amonte al barajului și *de larg* (de versanți) situate în afara construcției și avînd scopul de etanșare a chiuvetei lacului. Realizarea voalului de etanșare necesită forarea unor găuri adînci și injectarea lor la presiuni ridicate.

Drenarea terenului de fundare se realizează prin unul sau mai multe rînduri de foraje sau prin galerii de drenaj.

Influența naturii rocii și a morfologiei amplasamentului. În rocile stîncoase fisurația și în consecință permeabilitatea de obicei scade în adîncime. Voalul de etanșare se extinde în aceste condiții pînă la roca cu permeabilitatea suficient de redusă. Dacă în terenul de fundare există pachete de straturi alcătuite din roci practic impermeabile (marno-argile, șisturi argiloase, șisturi cristaline compacte etc.) se recomandă ca voalul să se închidă în aceste formațiuni.

În rocile cu permeabilitate foarte mare și adîncime nelimitată, voalul de etanșare are rolul de a reduce debitele de infiltrație și gradienții hidraulici în limitele admisibile. Reducerea subpresiunii se realizează prin efectul de drenaj al rocii foarte permeabile.

În rocile cu permeabilitate slabă (4...5 Lu) și adîncime nelimitată, voalurile de etanșare au o eficiență redusă asupra reducerii subpresiunilor și micșorării debitelor de infiltrație. În aceste cazuri este neeconomic să se reducă permeabilitatea naturală scăzută a rocilor, fiind necesare injecții speciale cu ciment foarte fin, rășini sintetice etc. De obicei, se renunță la voal, iar forajele pentru controlul permeabilității rocii se dispun convenabil în vederea realizării unei rețele de drenaj.

Sistemul voal de etanșare-rețea de drenaj trebuie adoptat și corelat cu particularitățile fiecărui amplasament. Amplasamentele cu caracteristili zonale diferite sau cu roci avînd permeabilitate variabilă atît pe orizontaci cît și pe verticală sînt frecvent întîlnite în practică. În aceste situații să urmărește evaluarea caracteristicilor de permeabilitate pentru fiecare zone și tratarea lor diferențiată. Zonele foarte permeabile se vor injecta în funcție de importanța lor; zonele cu permeabilitate redusă după identificare vor fe drenate.

Dacă zonele permeabile se găsesc la o oarecare adîncime sub fundație, în funcție de influența lor asupra debitului de infiltrație, ele se vor injecta sau drena folosind foraje mixte de injecții și drenaj (fig. 2.15). Voalul va fi dispus zonat ca suprafață și ca densitate în funcție de permeabilitățile măsurate.

Faliile din amplasament adeseori întrerup continuitatea formațiunilor impermeabile sau formează căi preferențiale de infiltrație a apei din lac cu pericolul antrenării materialului fin zdrobit existent pe falie. De la caz la caz se vor adopta măsuri speciale de tratare prin injecții sau drenare a acestor zone (fig. 2.16).

În conceperea voalului o atenție egală trebuie acordată combaterii infiltrațiilor prin ocolirea barajului sau prin versanții care limitează chiu-

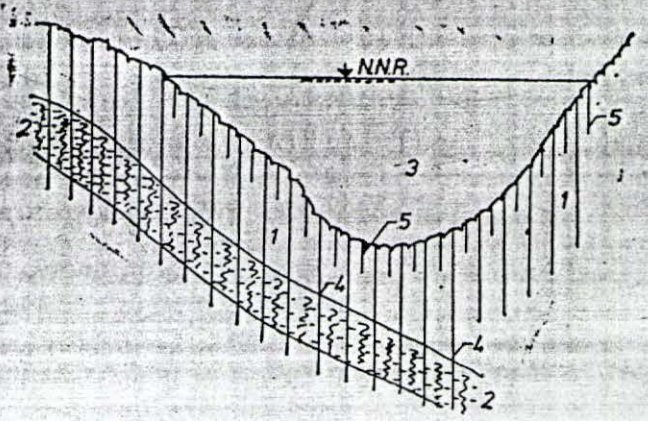


Fig. 2.15 — Secțiune longitudinală printr-un sistem de etanșare-drenaj într-un amplasament cu strat de permeabilitate ridicată în adîncime: *1* — zonă cu permeabilitate scăzută drenată; *2* — zonă foarte permeabilă injectată; *3* — corp baraj; *4* — foraje mixte pentru injecții și drenaj; *5* — foraje pentru injecții de suprafață; *NNR* — nivel normal de retenție.

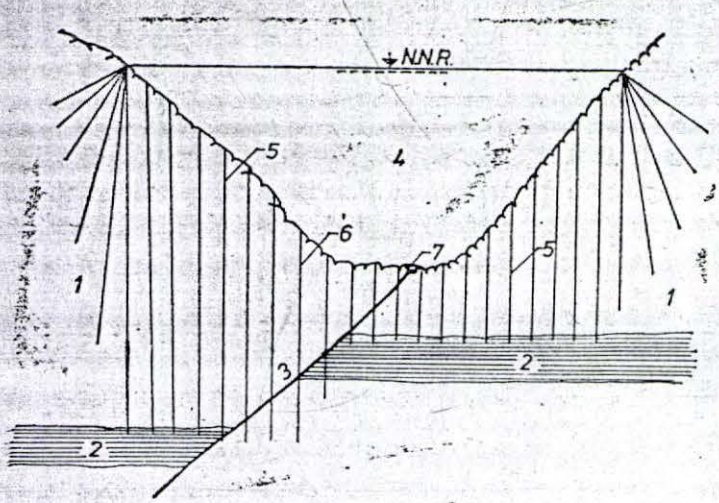


Fig. 2.16 — Secțiune longitudinală printr-un voal de etanșare într-un amplasament cu falie principală; *1* — gresii în plăci și bancuri; *2* — șisturi argiloase impermeabile; *3* — falie principală cu zone de zdrobire în gresii; *4* — corp baraj; *5* — foraje pentru voal oprite în stratul de șisturi argiloase; *6* — foraje pentru injectarea faliei; *7* — plombă de beton.

veta lacului. Uneori voalurile se prelungesc considerabil în versanți (voaluri de larg) pentru a opri infiltrația apei prin zone de roci permeabile. Situațiile cele mai grele se întîlnesc la lacurile de acumulare situate pe calcare sau dolomite, unde eroziunea carstică poate crea importante căi de infiltrație, prin care pentru anumite nivele în lac se pot pierde integral debitele afluente (fig. 2.17). Se cunosc situații cînd barajele nu au putut fi

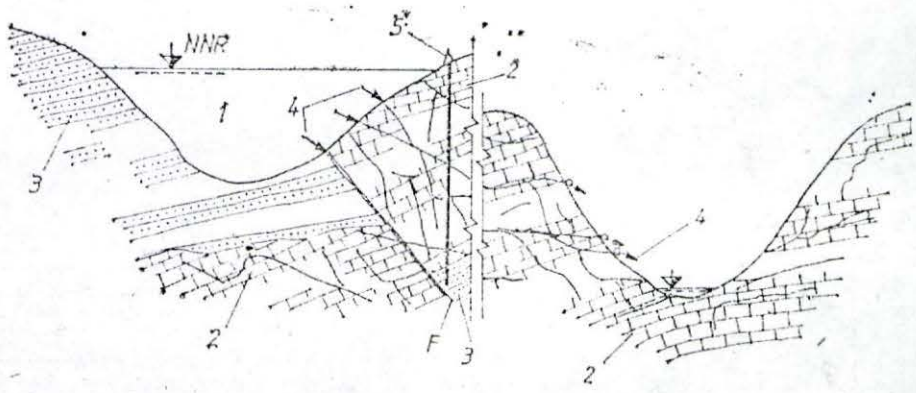


Fig. 2.17 — Voal de versant pentru prevenirea infiltrațiilor dintr-o acumulare situată în calcare carstice [9]: *1* — lac de acumulare; *2* — calcare carstice; *3* — gresii și șisturi impermeabile; *4* — puncte de infiltrație și exfiltrație; *5* — voal de versant pînă la gresii impermeabile (*F* — falie).

puse integral sub sarcină datorită pierderii volumelor de apă acumulate peste o anumită cotă (barajul Camarasa — Spania [1], barajul Lar — Iran). Lucrările de impermeabilizare a chiuvetei lacului Camarasa au luat proporții deosebit de mari, scumpind costul întregii amenajări.

Concepții moderne în proiectarea voalurilor de etanșare. Într-o concepție modernă în proiectarea voalurilor de etanșare se iau în considerație o serie de factori [11, 13].

— Voalul se extinde în adîncime și lateral pînă în zona unde roca neinjectată îndeplinește criteriul de 1 Lu. Criteriul de 1 Lugeon definește limita unei roci impermeabile. Astfel, debitul de apă pierdut pe 1 ml de foraj sub o presiune de apă de 10 at timp de 10 min nu trebuie să depășească 1 l/min. În faza inițială de proiectare extinderea voalului este apreciată pe baza hărților de permeabilitate. În timpul forării voalului se fac succesiv teste Lugeon. Forajul este oprit cînd se îndeplinește criteriul de 1 Lu.

— Cele mai multe din perdelele de etanșare realizate în condiții de rocă normale sînt alcătuite dintr-un rînd de foraje situate la 3...6 m distanță, funcție de rezultatele probelor de injectare. Numai în zonele cu pierderi mai mari, unde distanțele între foraje descresc la 0,5...1,00 m și absorbțiile sînt încă mari se prevăd două sau mai multe rînduri de perdele.

— Direcția forajelor este în mod obișnuit verticală. Totuși, în rocile cu sisteme de rosturi, fisuri cu orientări dominante, forajele se recomandă să intersecteze aceste sisteme cu unghiuri mai mari de 30° astfel ca să fie penetrate cît mai multe discontinuități, raportat la unitatea de lungime de foraj. Într-un voal de etanșare se vor prevedea cel puțin două direcții diferite pentru foraje. Verificarea continuității voalului se face cu foraje de control cu înclinare de 30° față de cele care alcătuiesc voalul.

Forajele care alcătuiesc voalul se îndesesc în etape succesive în funcție de rezultatele injectărilor (fig. 2.18).

În rocile cu permeabilități aleatorii așa cum sînt calcarele carstice sau dolomitele se recomandă executarea voalului din galerii distanțate la 20... ...30 m în elevație. Ele sînt căptușite și fac parte integrală din sistemul de

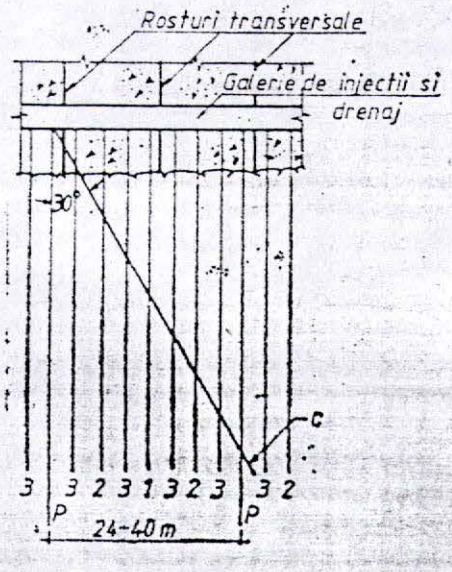


Fig. 2.18 — Dispunerea forajelor pentru un voal de etanșare: *P* — foraje pilot; *1, 2, 3* — foraje executate în etapele 1, 2 și respectiv 3; *C* — foraj de control.

etanșare și drenaj. Avantajele acestor sisteme etajate de galerii obișnuit orizontale sînt următoarele: acoperă prin suprafața lor laterală circa 10—15% din suprafața voalului, servesc ca galerii exploratorii suplimentare înaintea căptușirii, permit accesul în zonele unde sînt necesare lucrări speciale de tratare, reduc lungimile de foraj și măresc precizia forării ca urmare a reducerii lungimii găurilor, ușurează controlul lucrărilor de etanșare și al intervențiilor ulterioare, permit o independență sporită a lucrărilor de injectare față de construcția barajului.

După practica americană [6] dispunerea forajelor trebuie să fie astfel încît baza voalului de etanșare să se situeze în planele verticale prin piciorul amonte al barajului. Adîncimea voalului este puternic influențată de caracteristicile rocii din terenul de fundare și sarcina hidraulică. În terenuri de fundare dense, rezistente, adîncimea voalului poate varia între 0,3...0,4 din sarcina hidrostatică. În terenuri de fundare slabe voalul va fi mai profund putînd ajunge la adîncimi de circa 0,7 din sarcina hidrostatică. Condițiile locale pot determina modificarea acestor recomandări generale.

Date statistice și parametri de control pentru proiectarea voalurilor de etanșare. Pentru aceleași 47 baraje din Elveția, pentru care în tabelul 2.3 s-au prezentat date cantitative asupra injecțiilor de consolidare, în tabelul 2.4 se dau date cantitative asupra injecțiilor pentru voalul de etanșare [11]. În figura 2.19 se prezintă schematic un profil în lung prin baraj și voalul de etanșare pentru a ilustra unii parametri utilizați în sistematizarea datelor. Alți parametri utilizați sînt: coeficientul de tratare T care exprimă raportul între suprafața voalului de etanșare (S) și suprafața C obținută prin înmulțirea înălțimii maxime a barajului (H) cu lungimea lui la coronament (L); n — numărul de baraje analizate; $\bar{x}$ — valoarea medie a parametrului; s — devierea standard; A — absorbția liniară în kg/ml de foraj; E — absorbția specifică în kg/m² de voal; D — densitatea forajelor în ml/m² de voal; I — raportul între presiunea maximă de injectare și înălțimea maximă a barajului. Datele sînt sistematizate în funcție de tipul de baraj și categoria de rocă din masivele de fundare (tabelul 2.4.).

Analizînd datele din tabelul 2.4 se poate observa că datorită devierilor standard mari, valorile medii $\bar{x}$ au o semnificație restrînsă. Aceiași autori arată că nici o concluzie clară nu se desprinde privind influența înălțimii barajului (H) asupra parametrilor de absorbție (A, E). De exemplu, pentru barajele cu $H > 100$ m, valoarea medie $\bar{x} = 43$ kg/m² și devierea standard $s = 30$ kg/m² sînt asemănătoare cu cele obținute pe media generală.

Densitatea forajelor (D) pare să fie influențată sensibil de caracteristicile rocii așa cum sînt frecvența și deschiderea fisurilor. Din tabelul 2.4 rezultă totuși că valorile medii particulare nu diferă sensibil de valoarea medie generală $\bar{x} = 0,27$ iar devierile standard sînt limitate. Gradienții de

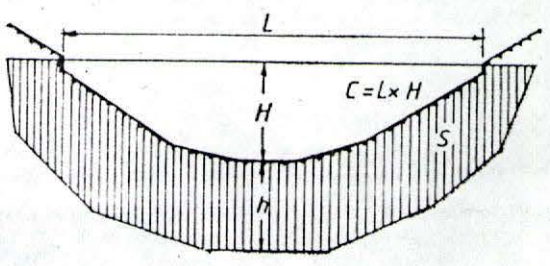


Fig. 2.19 — Schema unui baraj și a voalului de etanșare cu parametri specifici: L — lungimea la coronament; H — înălțimea maximă a barajului; h — adîncimea voalului; S — suprafața voalului de etanșare.

Tabelul 2.4

	n	T		A [kg/ml]		E [kg/m²]		D [ml/m²]		n	I	
		$\bar{x}$	s	$\bar{x}$	s	$\bar{x}$	s	$\bar{x}$	s		$\bar{x}$	s
Tipul barajului												
— arcuit	27	1,1	0,7	163	116	53	52	0,30	0,15	24	4,3	2,2
— de greutate	10	1,1	0,6	127	73	26	14	0,22	0,07	8	6,4	4,7
— evidat	4	0,7	0,4	133	84	40	31	0,29	0,06	4	3,1	1,7
Tipul masivului de fundare												
— gneiss	20	0,7	0,4	137	103	44	40	0,27	0,13	15	4,1	2,4
— granit	7	0,7	0,5	179	72	34	14	0,19	0,06	5	5,6	4,8
— calcare	7	1,2	0,6	143	39	48	17	0,33	0,07	5	4,6	3,1
— sisturi	13	1,4	1,2	162	132	45	63	0,24	0,15	12	5,0	2,0
Valori generale	47	1,02	0,75	150	101	44	42	0,27	0,13	37	4,6	2,7

infiltrație mai mari pentru barajele arcuite și evidate justifică tendința de a reduce distanțele dintre foraje. De asemenea apare justificat ca în terenurile calcaroase să se obțină densitățile de foraj cele mai mari și în particular absorbțiile A și E în aceste cazuri să nu difere sensibil de valorile obținute pentru alte categorii de roci. Această comportare este tipică pentru rocile carstificate.

Presiunea maximă de injectare este în general in funcție de adîncimea voalului și înălțimea barajului. Rata presiunii (I) exprimată ca raportul între presiunea maximă de injectare și înălțimea maximă a barajului nu prezintă variații importante cu tipul de baraj sau categoria de rocă. Valorile maxime ale lui I au fost observate la baraje de greutate și baraje fundate pe granit unde $I = 14$.

Una din cele mai utile valori pentru evaluarea parametriior D și E ai unui voal de etanșare pare a fi permeabilitatea rocii măsurată înainte și după realizarea voalului. Totuși, pînă în prezent au fost realizate relativ un număr redus de teste în această direcție. În figura 2.20 se reprezintă rezultatele obținute pentru mai multe baraje din Elveția [11]. Trebuie subliniat totuși că permeabilitatea singură (măsurată în Lu) nu poate fi adusă într-o corelație strînsă cu absorbția (A, E). Alți parametri cum sînt lărgimea și frecvența fisurilor, consistența suspensiei de injecție, presiunea de injecție

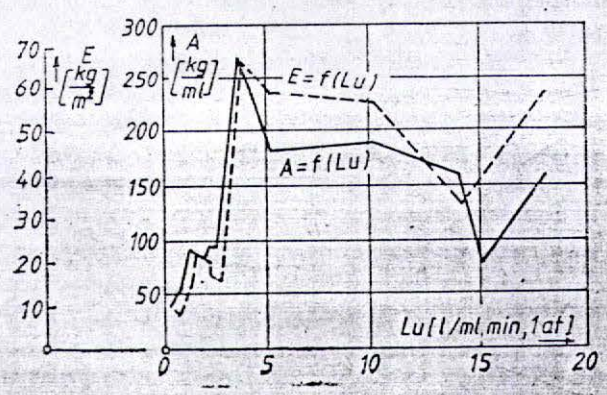


Fig. 2.20 — Diagrame de corelație între permeabilitatea masivului de rocă înainte de injectare (în Lugeoni) și absorbțiile liniară (A) și specifică (E) de ciment în voalul de etanșare (A — linie plină, E — linie întreruptă).

au influențe decisive asupra rezultatelor prezentate în figura 2.20. Din figura 2.20 se poate observa că pentru permeabilități $1 < Lu < 2{,}5$ absorbția liniară A este de maximum 100 kg ciment/1 ml de foraj. Cînd $Lu > 2{,}5$ absorbția liniară tinde către valori de 200 kg ciment/1 ml foraj.

Proiectarea voalului de etanșare se face în strînsă legătură cu rețeaua de drenaj. La barajele de beton fundate pe terenuri stîncoase voalului de etanșare i se atașează spre aval o rețea de drenaj din foraje. În cazul barajelor de greutate cu înălțime mai mare de 40 m, rețeaua de drenaj se realizează obișnuit din două, trei rînduri de rețele care debușează în galerii separate [12].

Diametrul forajelor poate fi între 45...76 mm. Consistența laptelui de ciment de injecție măsurată prin raportul in greutate apă-ciment variază de la 10 : 1 la 1 : 1. Injecția începe cu suspensia cea mai fluidă (a/c = = 10...8) pentru colmatarea fisurilor fine și se încheie cu o suspensie groasă (a/c = 1...0,8). Tehnologia de injectare obișnuită este în tronsoane ascendente de 5 m. Tehnologia de injectare în tronsoane descendente se aplică numai în situații geologice speciale.

Tehnologia lucrărilor de injectare. Din punctul de vedere al procedeului de injectare compatibil, rocile stîncoase se pot încadra în două categorii [9]: cu fisuri mici, deci cu permeabilitate relativ redusă (< 5 Lu) și roci cu crevase sau fisuri largi, deci cu permeabilitate mare și foarte mare. (> 15 Lu). Rocile cu permeabilitate medie (5...15 Lu) se injectează într-o primă etapă, astfel încît prin reducerea permeabilității lor să poată fi încadrate în prima categorie menționată mai inainte.

La injectarea rocilor cu permeabilitate redusă trebuie să se îndeplinească următoarele condiții:

— fluidul de injectare să aibă o vîscozitate cît mai redusă, deoarece pierderile de presiune sînt mari;

— suspensiile sau soluțiile chimice trebuie să prezinte stabilitate ridicată în scopul prevenirii sedimentării sau al creșterii premature a vîscozității;

— timpul de priză sau gelificare să fie mai lung pentru a permite pătrunderea fluidului în fisurile și microfisurile din masiv.

Rocile cu permeabilitate redusă (sau medie) sînt injectate frecvent în sistemul tronsoanelor ascendente, dacă roca permite fixarea pakerelor la adîncimea dorită. Acest sistem are avantajul de a separa operațiunile de foraj de cele de injectare, permițînd ritmuri de lucru mai ridicate comparativ cu alte sisteme . Lungimea tronsoanelor de injectare nu trebuie să depășească 5 m pentru a evita formarea de sedimente la baza forajului. Prin folosirea unor pakere speciale care asigură o circulație continuă a suspensiei pînă la partea inferioară a forajului (fig. 2.21) se pot accepta și tronsoane de injectare mai lungi.

Suspensiile trebuie să fie preparate cu granule fine (ciment fin și foarte fin, bentonită, argilă fină).

În cazul rocilor cu permeabilitate medie (5...15 Lu) nu se recomandă folosirea unor suspensii stabile fiindcă există riscul unor consumuri mari de material chiar la presiuni mici. În asemenea situații sînt recomandabile

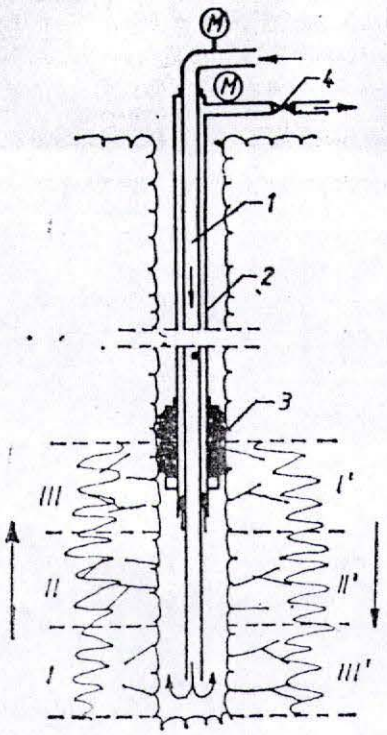


Fig. 2.21 — Schemă pentru injectarea rocilor cu permeabilitate redusă: *1* — țeavă de injecție; *2* — conductă de retur; *3* — manșoane de cauciuc; *4* — vană de reglare a presiunii; *M* — manometre; *I*, *II*, *III* — tronsoane injectate ascendent; *I'*, *II'*, *III'* — tronsoane injectate eventual descendent

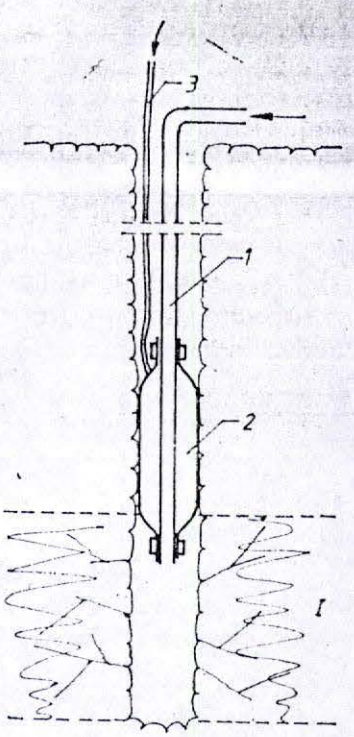


Fig. 2.22 — Schemă pentru injectarea rocilor foarte fisurate: *1* — țeava de injectare; *2* — paker balon; *3* — furtun de legătură pentru umflarea pakerului; *I* — tronson injectat.

suspensiile obișnuite (instabile) sau semistabile care obturează fisurile sau golurile din rocă prin depunerea treptată a granulelor dacă viteza de circulație este mică, iar consistența fluidului ridicată. Aceste fluide conțin — de obicei — înlocuitori ieftini de ciment caracterizați printr-o granulație fină: argile măcinate, loess, cenuși fine etc. Proporția înlocuitorilor din cantitatea de ciment crește direct proporțional cu permeabilitatea rocii.

Rocile cu permeabilitate mare și foarte mare (> 15 Lu) se recomandă să fie injectate cu suspensii instabile în care o parte din ciment se înlocuiește cu materiale mai ieftine avînd granulație mai grosieră: nisip, cenușă, pietriș mărunt în amestec cu argilă, loess, bentonită. Proporția înlocuitorilor poate atinge de 2...5 ori cantitatea de ciment. Amestecurile trebuie să fie cu vîscozitate ridicată pentru a nu difuza la distanțe inutile iar presiunile de injectare sînt relativ reduse (1...5 daN/cm²).

Injectarea forajelor în roci cu permeabilitate mare și foarte mare se execută de obicei în tronsoane descendente. Injectarea poate apărea necesară și urgentă pe parcursul forării atunci cînd apar pericole de surpare a pereților forajului sau pierderi importante de apă din circuitul de foraj.

La injectarea rocilor foarte fisurate (fig. 2.22) se folosesc pakere balon cu lungimea redusă (0,50...2,00 m) gonflate cu apă sau aer comprimat.

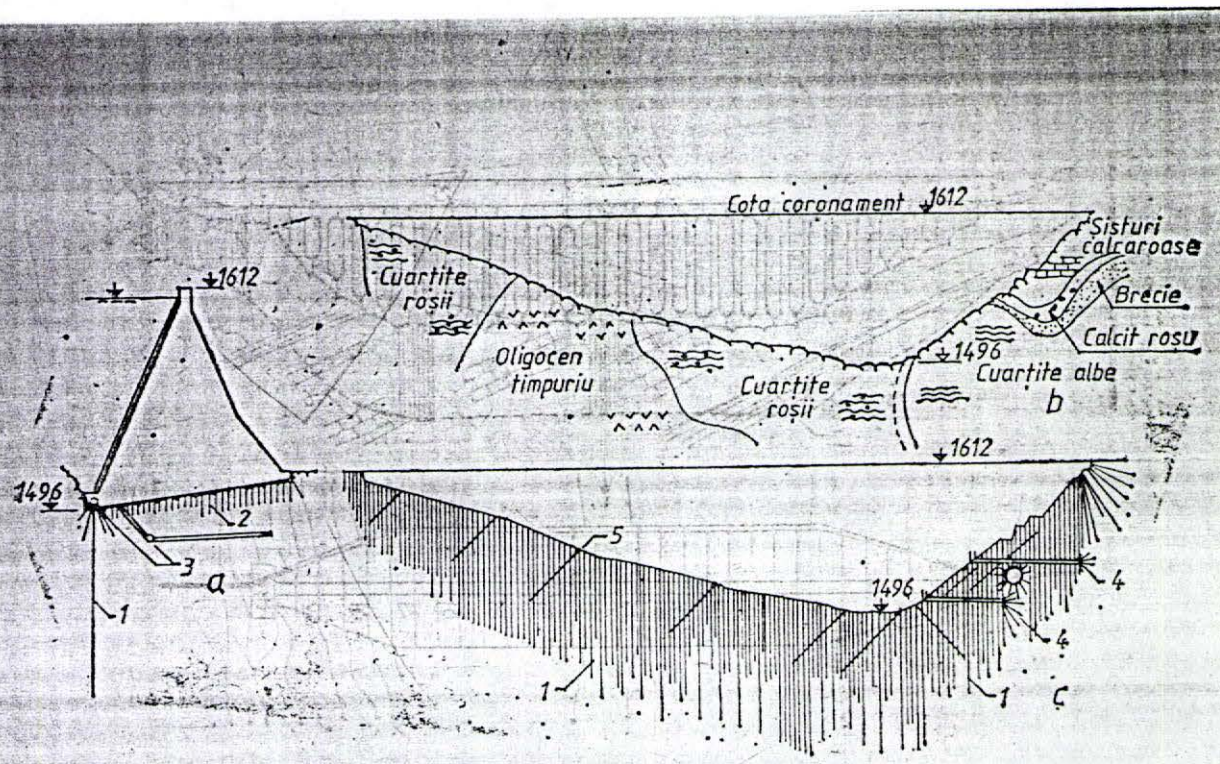


Fig. 2.23 — Voalul de etanșare la barajul Letien (Iran): *a* — secțiune transversală prin baraj; *b* — releveu geologic prin voal; *c* — profil în lung prin voalul de etanșare; *1* — foraje pentru voal; *2* — foraje pentru injecții de suprafață; *3* — drenaje; *4* — galerii de drenaj; *5* — foraje de control.

Descrierea unor voaluri de etanșare. Un exemplu cuprinzător de realizare a unui voal de etanșare se prezintă în figura 2.23 pentru barajul Letien ($H = 116$ m, Iran). Releveul geologic în terenul de fundare a evidențiat mai multe categorii de roci: cuarțite, calcare, brecii puternic fisurate, ceea ce a condus la realizarea unui voal de etanșare cu adîncimi diferite. În zonele puternic tectonizate (malul drept) s-au construit galerii de injecții, drenaj și vizitare pentru controlul direct al acestor zone. Forajele au fost în general verticale dar s-au folosit și foraje înclinate de control sau pentru interceptarea unor fisuri cu unghiuri de incidență cît mai mari. În maluri voalul de etanșare s-a închis cu foraje verticale executate de pe versant sau cu foraje în evantai executate din galeria de la piciorul amonte al barajului.

În figura 2.24 este ilustrat voalul de etanșare al barajului Poiana Uzului ($H = 80$ m). Voalul, puțin extins în versanți, s-a realizat pe o adîncime de 70 m. Forajele de injecții situate la 2,50 m distanță între ele au fost dispuse pe două și în anumite zone pe trei rînduri. Consumul de ciment a variat între 25 și 2 000 kg/ml de foraj, consumul mediu fiind de circa 300 kg ciment/1 ml de foraj.

Un exemplu de poziționare optimă a voalului de etanșare în cazul barajelor arcuite se prezintă în figura 2.25. Voalul de etanșare este recomandabil să se realizeze înclinat spre amonte evitînd zonele unde în timpul exploatării barajului ar putea apare eforturi de întindere. În mod special nu se recomandă plasarea voalului în zona piciorului amonte al barajului arcuit, unde la lac plin apar eforturi verticale relativ importante de întindere care pot întrerupe conntinuitatea voalului prin producerea unei fisuri orizontale pe contactul baraj-fundație. Tot în cazul analizat sînt de subliniat eforturile verticale importante de compresiune care apar în zona piciorului aval la lac plin. Urmare a acestor concentrări de eforturi de com-

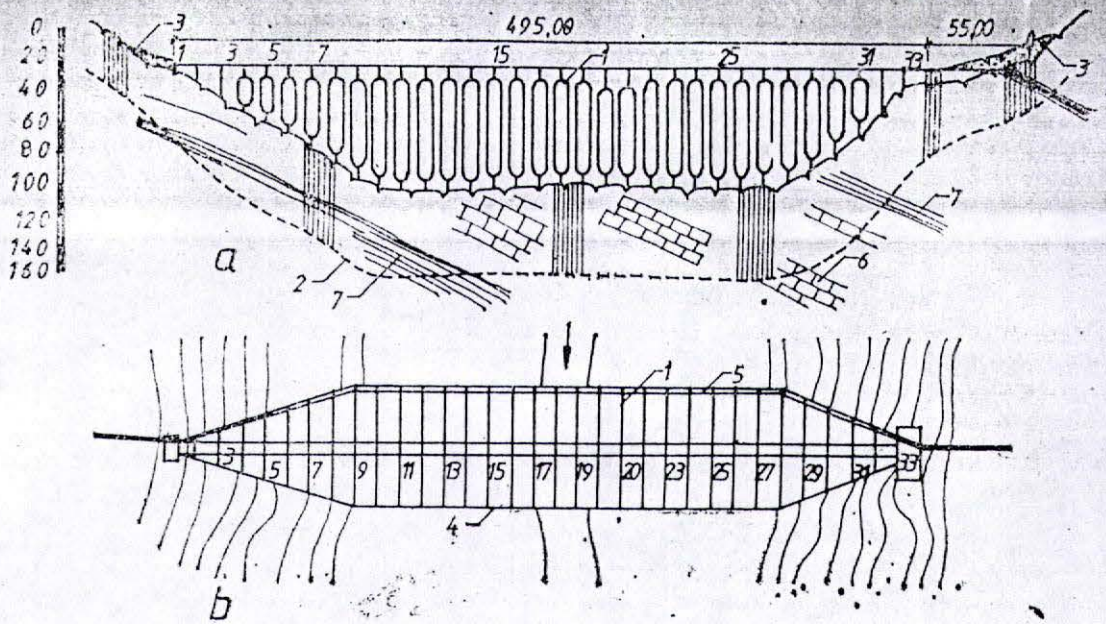


Fig. 2.24 — Voalul de etanșare la barajul Poiana Uzului: *a* — profil longitudinal; *b* — vedere în plan; *1* — baraj; *2* — limita voalului de etanșare; *3* — deluviu; *4* — limita barajului; *5* — traseul voalului; *6* — gresii; *7* — intercalații de șisturi argiloase.

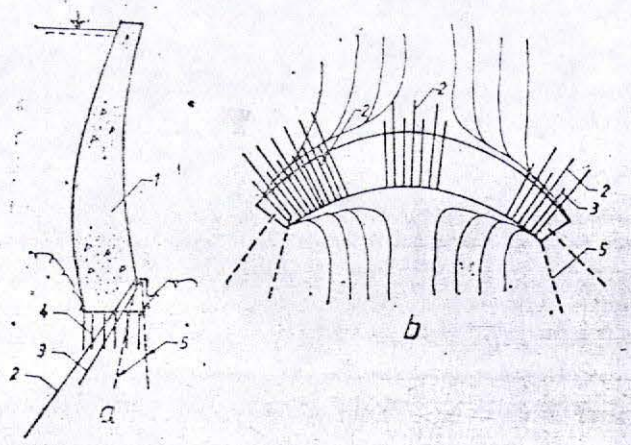


Fig. 2.25 — Schema unui voal de etanșare la un baraj arcuit: *a* — secțiune centrală; *b* — dispunere în plan; *1* — corp baraj; *2* — foraje voal de etanșare; *3* — foraje de consolidare a voalului; *4* — foraje pentru injecții de consolidare superficială; *5* — foraje de drenaj.

presiune, în această zonă apare tendința de închidere a fisurilor formîndu-se adevărate ecrane impermeabile ce măresc subpresiunea sub baraj. În consecință în zona piciorului aval al barajelor arcuite se recomandă prevederea unei rețele corespunzătoare de drenaj.

Barajele de anrocamente cu ecrane de etanșare prezintă dificultăți în asigurarea etanșării în zona de fundație adiacentă vetrei. În această zonă sarcina hidraulică din lac apare la valoarea ei maximă, iar lungimea firelor de curent de infiltrație prin rocă este relativ redusă. Problema devine și mai complicată dacă, așa cum se întîmplă în mod frecvent, roca din zona vetrei nu este de cea mai bună calitate. Un exemplu de realizare a voalului de etanșare în asemenea situații se prezintă în figura 2.26 pentru barajul Paradela — Portugalia ($H = 110$ m). Roca din terenul de fundare a fost alcătuită din granit cu numeroase falii și fisuri largi, precum și zone alte-

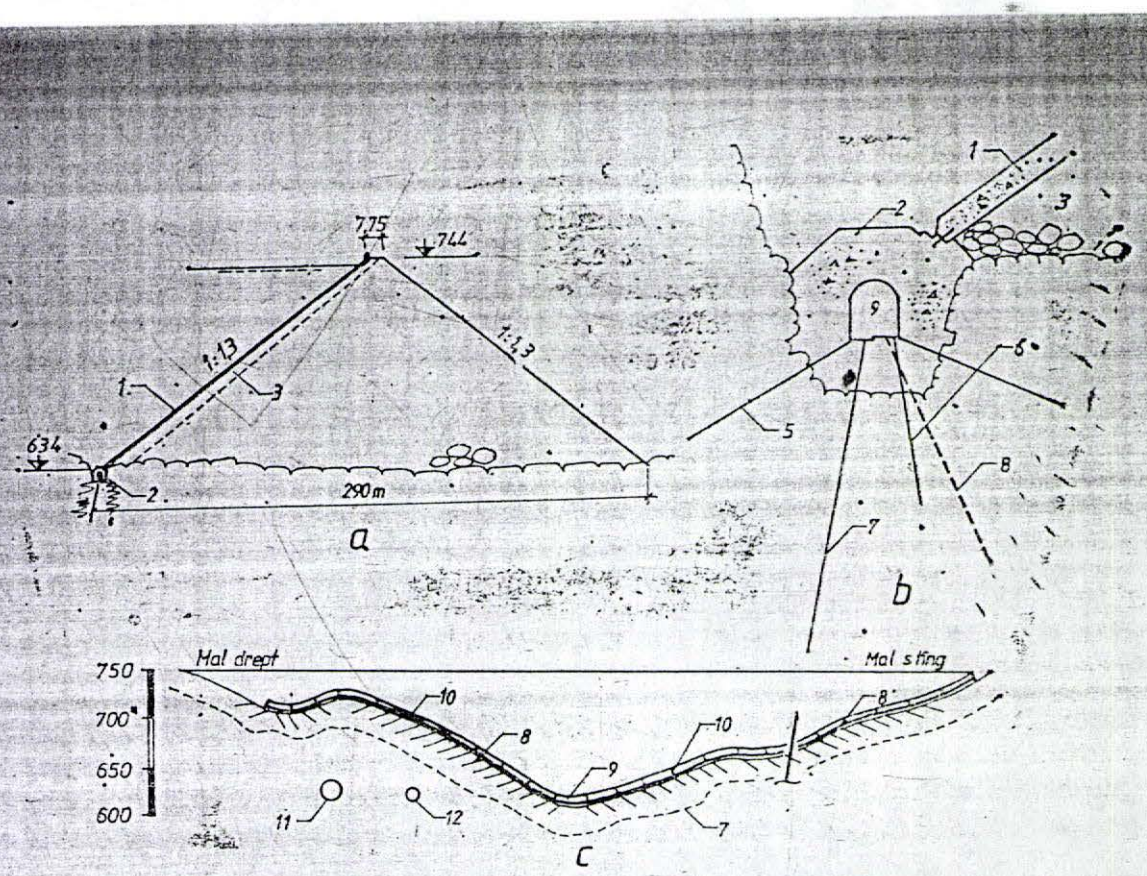


Fig. 2.26 — Schema voalului de etanșare la barajul Paradela (Portugalia): *a* — secțiune transversală prin baraj; *b* — detaliu voal de etanșare; *c* — secțiune în lung prin voal și distribuția forajelor de drenaj; *1* — ecran de etanșare; *2* — vatră; *3* — anrocamente așezate; *4* — anrocamente aruncate; *5* — voal auxiliar amonte; *6* — voal auxiliar aval; *7* — voal de etanșare principal; *8* — foraje de drenaj; *9* — galerie de injecții și drenaj; *10* — rosturi de contracție; *11* — descărcător; *12* — galerie de fund.

rate. Voalul de etanșare principal a fost precedat de voaluri auxiliare executate mai întîi în amonte apoi în aval. Ele au avut scopul de a reduce permeabilitatea terenului de fundare și de a crește eficiența injecțiilor la voalul principal.

În figura 2.27 este ilustrată o secțiune prin voalul de etanșare al barajului Rîul Mare ($H = 174$ m) din piatră cu nucleu de argilă. Roca din terenul de fundare formată din șisturi silicioase cuarțoase pe malul drept și

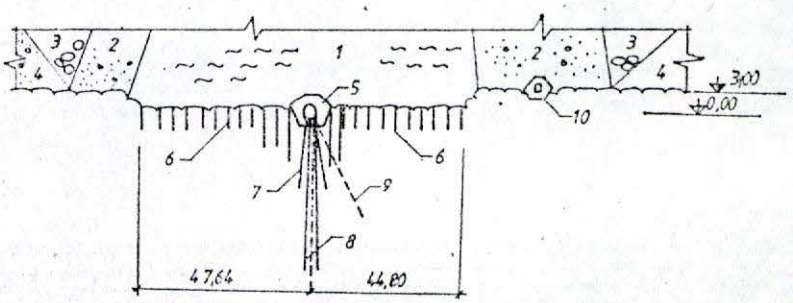


Fig. 2.27 — Secțiune prin voalul de etanșare la barajul Rîul Mare: *1* — nucleu de argilă; *2* — filtre inverse; *3* — prisme de piatră; *4* — balast natural; *5* — galerie de injecții; *6* — injecții de umplere-consolidare; *7* — injecții de consolidare a voalului; *8* — voal de etanșare (2 rînduri); *9* — foraje de drenaj; *10* — galerie de drenaj.

șisturi sericitoase și filite pe malul stîng a fost tratată în zona nucleului de etanșare prin plombarea faliilor, umplerea fisurilor cu mortar, realizarea unui covor de injecții de consolidare executat de pe rocă pe întreaga ampriză a nucleului. Voalul de etanșare a fost executat pe două rînduri din galeria de injecție situată la baza nucleului. Deoarece în terenul de fundare au fost identificate zone de rocă puțin coezivă din cauza gradului ridicat de alterare și care au fost dificil de injectat, s-au luat măsuri suplimentare de drenare a terenului de fundare. Astfel pe lîngă sistemul curent al rețelei de drenaj care debușează în galeria de la baza nucleului, în filtrul invers din aval de nucleu s-a realizat o galerie specială de drenaj.

Un interesant exemplu de realizare a lucrărilor de etanșare și drenaj pentru un baraj de pămînt cu nucleu de argilă este ilustrat în figura 2.28 pentru barajul Mira — Portugalia ($H = 83$ m) [10]. Roca în amplasament a fost alcătuită în principal din șisturi argiloase cu diferite grade de alterare și cu intercalații de gresii. La baza nucleului în terenul de fundare din planul axei barajului s-a realizat un soclu de beton în care s-a inclus o galerie de injecții, vizitare și drenaj. În partea superioară a soclului s-a prevăzut un strat drenant din nisip care descarcă în galerie. Experimentele au relevat întreruperi în structura rocii atunci cînd presiunea de injecții devenea foarte mare. În consecință, presiunea de injectare în voal a fost limitată la 15 daN/cm².

Suspensia de injectare a fost constituită din ciment + argilă + apă în proporțiile arătate în figura 2.28, care prin întărire a format un material cu calități plastice superioare preferabil într-un teren de fundare la care sînt de așteptat tasări din greutatea barajului sau umplerea lacului. Ca agent de dispersare a fost utilizat silicat de sodiu.

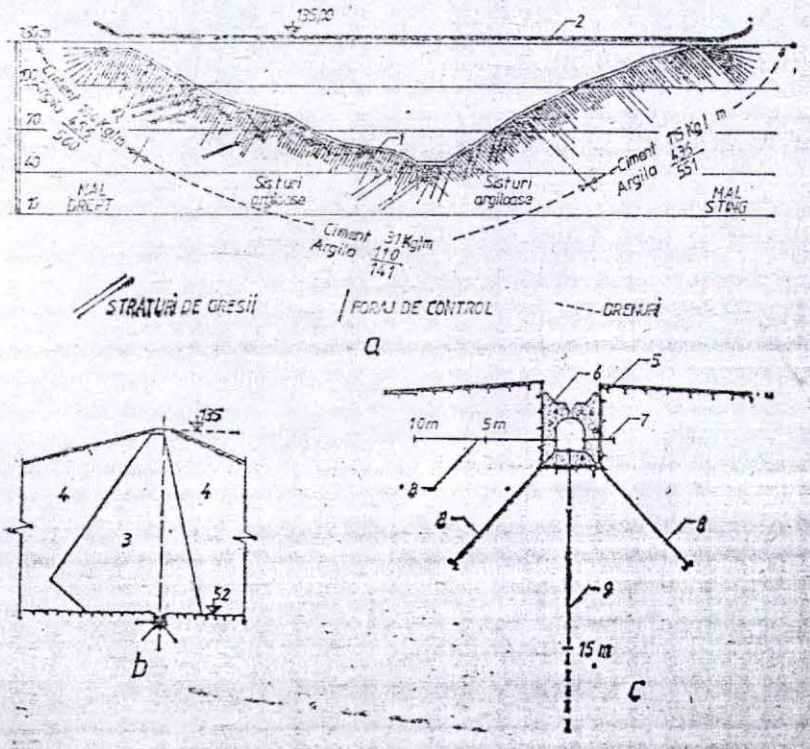


Fig. 2.28 — Barajul Mira — voal de etanșare și rețea de drenaj: *a* — secțiune longitudinală prin voalul principal; *b* — secțiune transversală prin baraj; *c* — detaliu voal; *1* — galerie de injecții; *2* — coronament; *3* — nucleu de argilă; *4* — prisme de balast *5* — soclu; *6* — dren de nisip; *7* — foraje de observații; *8* — voaluri de etanșare auxiliare; *9* — voal de etanșare principal.

Drenarea fundației. Uzual, drenajele sînt alcătuite din unul sau mai multe rînduri de foraje dispuse în aval de voalul de etanșare (fig. 2.29). Forajele au diametrul de 75...100 mm și sînt plasate la distanțe de 3...5 m, Adîncimea lor variază între 20 și 40% din adîncimea lacului sau 33 și 75% din adîncimea voalului de injecții [6]. Execuția lor se face după încheierea injecțiilor la voalul de etanșare.

În figura 2.29 se exemplifică alcătuirea sistemului de etanșare de adîncime și drenaj la cîteva baraje de beton din România. Lungimea forajelor de drenaj se situează în domeniul 5...15 m. În cazul barajelor de greutate, soluția cu 2...3 rînduri succesive de rețele de drenaj este preferată. Mai recent, așa cum s-a menționat și mai înainte, poziționarea voalului de etanșare și a rețelei de drenaj se corelează cu starea de eforturi din masivul de fundare. Voalul de etanșare este recomandabil să fie poziționat în zone comprimate mai ales pe direcția voalului. Pe de altă parte, în cazul terenurilor de fundare, alcătuite din roci cu permeabilitate redusă sau moderată, concentrările de eforturi de compresiune din zona piciorului aval al barajului conduc la diminuarea sensibilă a permeabilității zonale prin închiderea fisurilor. În aceste zone, amplificările corespunzătoare ale presiunilor interstițiale pot afecta stabilitatea masivului de fundare în zona piciorului aval al barajului. Pentru reducerea subpresiunilor, această zonă se recomandă să fie drenată. Pe baza celor menționate mai înainte, la barajele arcuite, galeria de injecții și drenaj se plasează în axul barajului, voalul de etanșare este înclinat spre amonte și rețeaua de drenaj este verticală (fig. 2.29, *c*).

În figura 2.30 sînt ilustrate măsurile de drenare a versantului drept al barajului arcuit Tău ($H = 78$ m) pentru îmbunătățirea stabilității. În ansamblu măsurile au constat din: galerie de drenaj cu foraje radiale, ancore, injecții de consolidare și voal de etanșare.

Eficiența măsurilor de tratare a terenului de fundare se verifică prin amploarea subpresiunilor, debitul total, respectiv debitele specifice infiltrate prin terenul de fundare. În tabelul 2.5 se prezintă acești parametri determinați la mai multe baraje din România [12]. În tabel s-au folosit următoarele notații: H_b — înălțimea barajului, H_a — adîncimea lacului, Q — debitul total infiltrat, q_s — coeficientul de debit specific, determinat

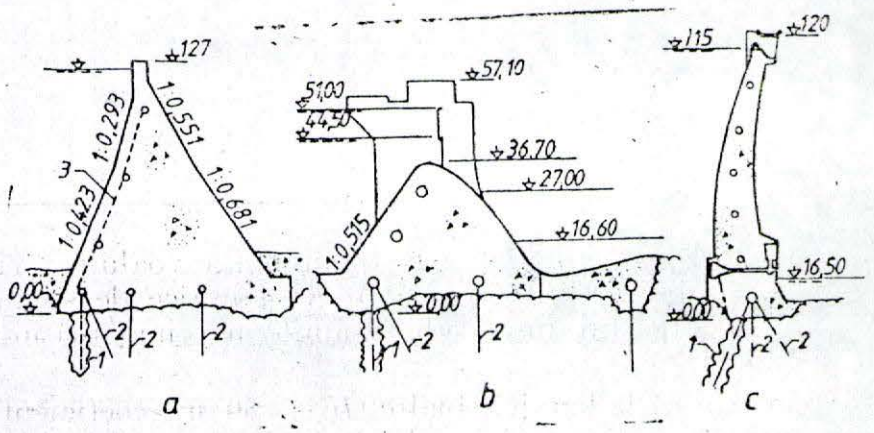


Fig. 2.29 — Exemple de realizare a voalurilor de etanșare și rețelelor de drenaj la cîteva baraje din România: *a* — Izvorul Muntelui; *b* — Porțile de Fier 1; *c* — Drăgan; *1* — voal de etanșare; *2* — rețea de drenaj; *3* — rețea de drenaj a corpului barajului.

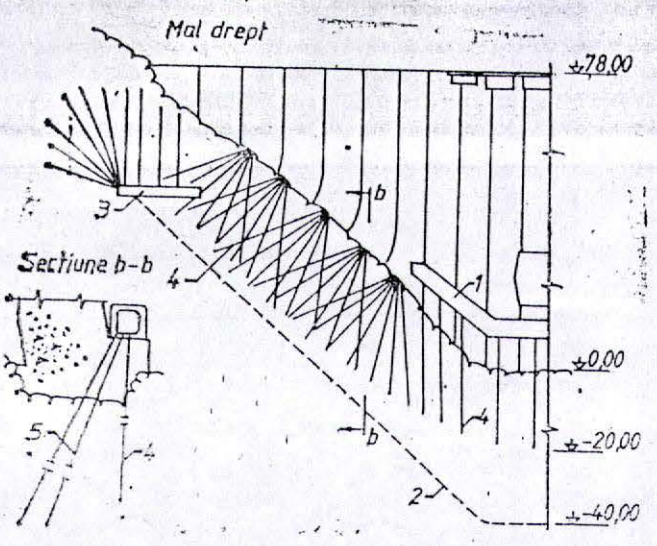


Fig. 2.30 — Barajul Tău — drenarea malului drept: *1* — galerie de injecții; drenaj și vizitare; *2* — limita voalului de etanșare; *3* — galerie de drenaj; *4* — foraje de drenaj; *5* — foraje voal de etanșare.

Tabelul 2.5

Denumirea barajului	H_b [m]	H_a [m]	Q [l/min]	q_s [l/m. min. MPa]	K	Roca din terenul de fundare
a. *Baraje de greutate*						
1. Izvorul Muntelui	127	93	57	2.10^{-3}	0,348	flis grezos
2. Porțile de Fier 1	60,8	29,5	11,7	$1,1.10^{-1}$	0,346	gneiss tectonizat
3. Someșul Cald	34,5	22	1,8	5.10^{-2}	—	amfibolite
4. Turnu	44	24	132	11,1	0,62... 0,78	gresii și șisturi
b. *Baraje arcuite*						
1. Vidraru	166,5	152	10	$3,7 \cdot 10^{-2}$	—	grano-gneiss
2. Tarnița	97	80,5	0,8	$2 \cdot 10^{-3}$	—	amfibolite
3. Petrimanu	49	45	3	$5 \cdot 10^{-3}$	—	filite
4. Galbenu	60	40	100	1,9	—	gneisse alterate
5. Jidoaia	50	40	150	3,3	—	paragneisse
6. Brădișor	62	41	6,6	$6 \cdot 10^{-2}$	—	paragneisse

prin raportul între debitul total drenat și lungimea voalului ori presiunea medie la care este solicitat (l/m.min.MPa), K — indice de securitate a lucrării evaluat prin raportul între subpresiunile maxime măsurate și cele considerate în calcul.

Este de remarcat că la barajele înalte ($H_b > 80$ m) coeficienții de debit specifici sînt mai mici decît la barajele de înălțime medie. Acest rezultat se explică prin atenția sporită care s-a acordat lucrărilor de etanșare a terenurilor de fundare. Valorile comparativ foarte mari ale lui q_s la barajul Turnu se explică prin condițiile hidrogeologice locale nefavorabile: surse abundente de fîntîni arteziene activate cu ocazia excavațiilor.

2.4. LUCRĂRI DE ETANȘARE ȘI DRENAJ ÎN TERENURI PĂMÎNTOASE

Date introductive. În ultimele decenii a crescut constant numărul barajelor fundate pe terenuri nestîncoase, în special pe depozitele aluvionare de grosimi mari existente în albia rîurilor.

Datorită compresibilității lor ridicate și capacității portante limitate, terenurile aluvionare sînt acceptate de obicei ca fundații pentru barajele din materiale locale, dar nu exclusiv. Structuri de beton de baraje fluviale, descărcători de suprafață, prize de apă pot fi de asemenea fundate pe aceste formațiuni. Înălțimea lor a crescut de-a lungul timpului, în prezent putînd fi citate frecvent structuri de beton de tipul celor menționate mai înainte cu înălțimi de 40 m fundate pe terenuri aluvionare.

Problemele ridicate de terenurile de fundare pămîntoase, mai ales în cazul barajelor din materiale locale, nu sînt în general cele legate de rezistența sau compresibilitatea lor. Problemele principale sînt cele privind infiltrațiile incluzînd pierderile de apă, presiunea apei din pori, eroziunea subterană și de suprafață. Aceste probleme pot deveni esențiale pentru securitatea construcției în cazul unor terenuri de fundare alcătuite din argile sensibile, nisipuri lichefiabile sau soluri refulante.

Măsuri constructive adecvate trebuie să limiteze infiltrațiile prin terenurile de fundare pămîntoase și implicit efectele lor negative, ca pierderile mari de apă din lac, presiuni excesive a apei din pori, eroziuni interne și de suprafață care în timp pot afecta stabilitatea terenului de fundare și a barajului însăși. În principal ele constau din lucrări de etanșare, prelungirea drumului de infiltrație, lucrări de drenaj și pentru reducerea presiunilor.

Voaluri de etanșare prin injecții. Procedeele de injectare în terenuri necoezive (aluviuni) diferă considerabil de cele în roci stîncoase. Astfel în timpul operațiunii de forare trebuie prevăzute măsuri speciale pentru menținerea pereților forajului (tehnica forajelor tubate, utilizarea de noroi de foraj etc.). De asemenea variația pronunțată a granulației și porozității acestor terenuri exclude posibilitatea utilizării la injectarea lor a unor suspensii obișnuite (instabile) cu ciment sau chiar cu argilă. Aceste suspensii nu pot pătrunde prin nisipuri datorită spațiilor intergranulare prea mici iar prin bolovănișuri penetrarea se produce foarte neomogen.

Cu toate deficiențele menționate mai înainte, în ultimele două decenii tehnologiile pentru realizarea de voaluri de etanșare în aluviuni permeabile profunde s-au dezvoltat mult și cu deplin succes. Voaluri de etanșare la baraje importante precum: Serre-Ponçon, Sylvenstein, Mission-Terzaghi, Mattmark, Durlassboden sau Assuan sînt lucrări care au dat deplină satisfacție în exploatare au constituit puncte de referință și au permis obținerea unei experiențe extrem de utile în domeniu.

În figurile 2.31 și 2.32 se prezintă date asupra voalului de etanșare în materialele aluvionare din terenul de fundare al barajului Serre-Ponçon — — Franța de pe rîul Durance ($H = 123$ m). Grosimea stratului de aluviuni în albie a fost de 110 m și a avut un caracter eterogen, lentile de materiale grosier alternînd cu zone nisipoase și cu intercalații de deluviu de pantă.

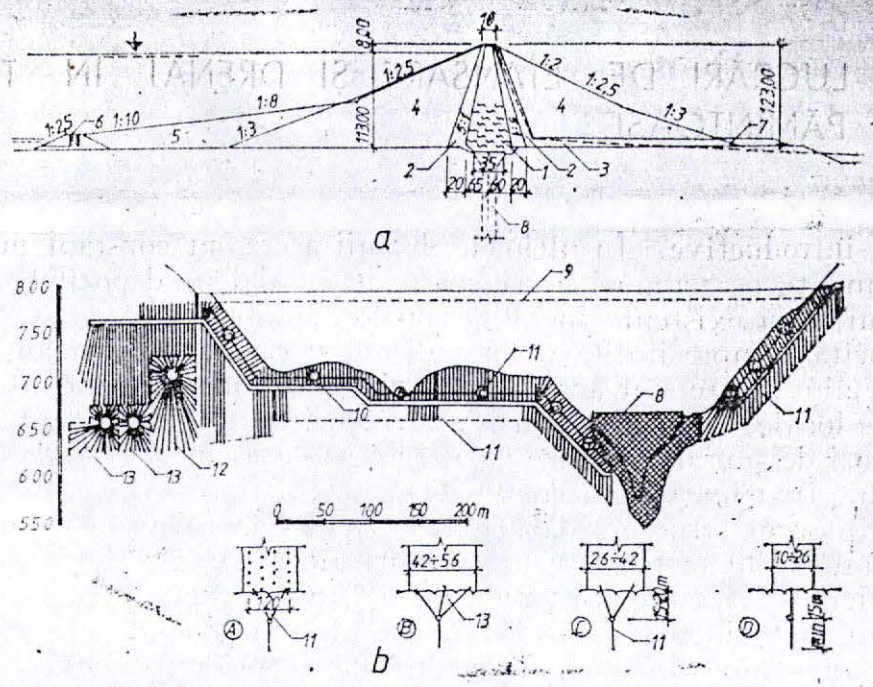


Fig. 2.31 — Voal de etanșare în teren aluvionar la barajul Serre-Ponçon: *a* — secțiune transversală prin baraj; *b* — secțiune în lung prin voalul de etanșare: *1* — ecran de argilă; *2* — zone de tranziție; *3* — strat filtrant; *4* — balast compact; *5* — platformă amonte; *6* — batardou amonte; *7* — platformă aval; *8* — perete din argilă; *9* — nivel maxim în lac; *10* — galerii de injecții; *11* — foraje pentru voalul de etanșare; *12* — foraje radiale pentru injecții din descărcătorul de ape mari; *13* — idem din galeriile de deviere; *A*...*D* — detalii foraje.

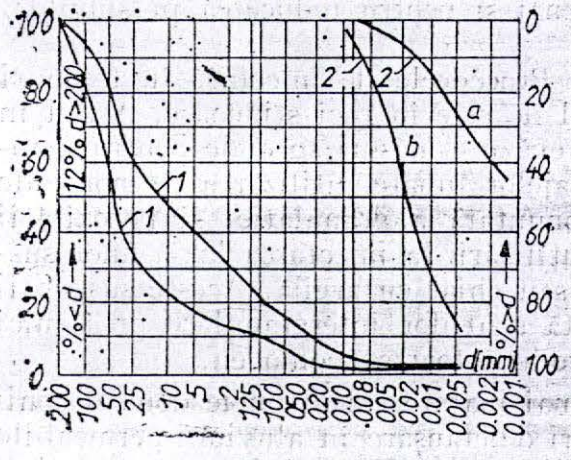


Fig. 2.32 — Curbe granulometrice ale aluviunilor din albia rîului Durance și ale materialelor injectate: *1* — materiale aluvionare; *2* — materiale injectate; *a* — argilă; *b* — amestec argilos.

Permeabilitatea medie a materialului în stare naturală a fost de $5 \cdot 10^{-2}$ cm/s. Suspensia de injectare a conținut argilă și ciment. În total pentru realizarea voalului s-au injectat 35 000 t de materiale în suspensie din care 11 000 t ciment și 24 000 t argilă.

Injectarea a fost realizată prin tuburi cu clapete. Lungimea totală a forajelor a fost de 17 200 m. Permeabilitatea medie a materialului injectat a fost de $5 \cdot 10^{-5}$ cm/s, deci de aproximativ 1 000 ori mai mică decît a materialului în stare naturală.

În figura 2.33 se prezintă etapele de realizare a voalului de etanșare în zona din albie a barajului Assuan — înalt — Egipt ($H = 111$ m). Barajul are o lungime de 6 600 m din care 550 m sînt în albia rîului. Roca de bază din amplasament alcătuită din granite gnaisuri se află la 200 m sub patul albiei rîului fiind acoperită cu aluviuni. Stratul aluvionar de la suprafață cu grosime de 30 m este alcătuit din nisipuri fine și medii cu permeabilități de 5...20 m/zi. În continuare în adîncime se găsesc straturi de nisipuri medii și grosiere cu permeabilități de 105...200 m/zi care alternează cu nisipuri argiloase sau luturi. La partea cea mai de jos se găsesc depozite de nisip prăfos compact și cimentat care poate fi considerat practic impermeabil. În nucleul de argilă de etanșare a corpului barajului s-au prevăzut trei galerii cu căptușeli din beton armat care servesc pentru realizarea în etape a voalului de etanșare.

Nucleul de etanșare este racordat la roca de bază impermeabilă printr-un voal impermeabil din mai multe rînduri, executat prin umpluturile sedimentate hidraulic ale barajului din prima etapă (30 m grosime) și straturile de aluviuni din patul albiei descrise mai înainte (circa 180 m grosime).

Voalul de etanșare are o grosime de 40 m la partea superioară și descrește treptat la 5 m în zona de contact cu nisipurile prăfoase (fig. 2.33,*b*).

În zonele cu nisip grosier injecțiile au fost efectuate cu suspensie de argilă și ciment, iar în zonele cu nisip fin și mediu cu silico-gel și alte adaosuri chimice. În primele etape s-au injectat forajele de la limitele amonte și aval ale voalului, iar în ultimele etape forajele din axul voalului.

Pe baza experienței actuale, injecțiile cu amestecuri din argilă-ciment-bentonită la care se adaugă diferite adaosuri și reactivi în funcție de con-

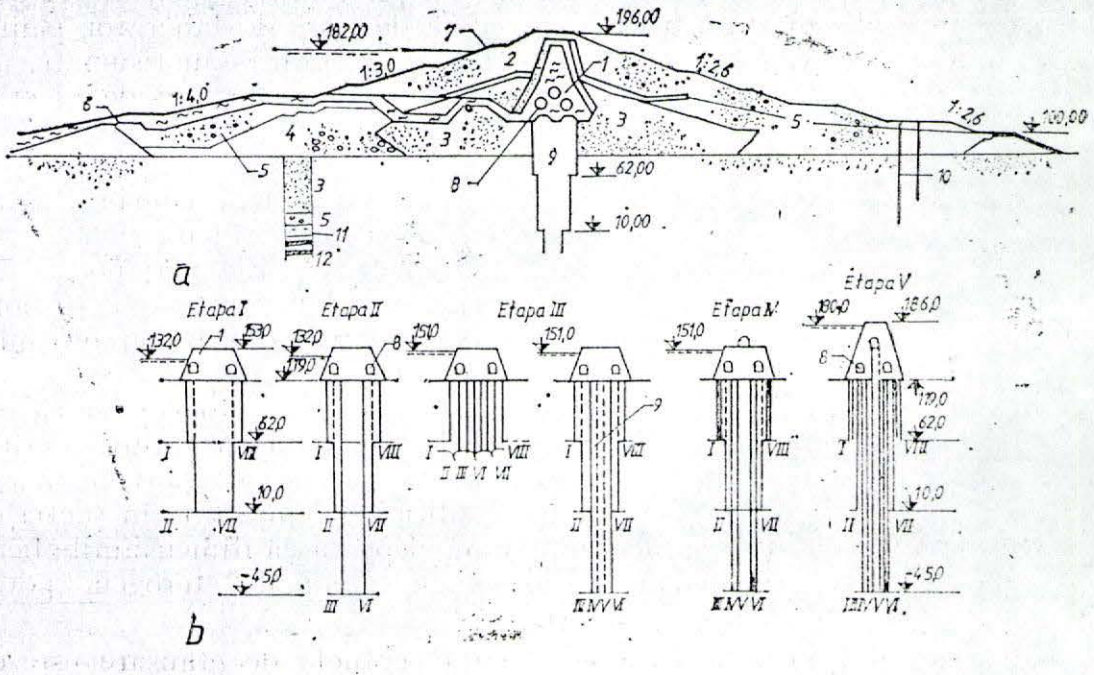


Fig. 2.33 — Realizarea în etape a voalului de etanșare de la barajul Assuan: *a* — secțiune transversală; *b* — etapele de realizare a voalului; *1* — nucleu de material argilos; *2* — filtre inverse; *3* — nisip; *4* — anrocamente; *5* — balast; *6* — avantradier din materiale argiloase; *7* — protecție cu piatră; *8* — galerii de injecții; *9* — voal de etanșare; *10* — puțuri de drenaj; *11* — nisip argilos; *12* — magmatită; *I ... VIII* — șiruri de foraje injectate în etape.

dițiile locale se pot utiliza cu succes. De asemenea rezultate bune au dat gelurile argiloase și silico-gelurile în timp ce rășinile sintetice sînt încă prea scumpe.

După practica americană [5], în formațiunile cu apă curgătoare, injecțiile cu ciment nu dau satisfacții din cauză că apa spală suspensia înainte de întărirea ei. În aceste situații s-au practicat injecții cu asfalt fierbinte, injectat la temperaturi de 150°...180°C. Asfaltul este injectat printr-o conductă perforată prin care poate trece și o conductă de abur pentru a păstra asfaltul la o temperatură suficient de ridicată, respectiv suficient de fluid pentru a penetra în formațiunea injectată. O alternativă pentru încălzirea asfaltului în conducta pentru injecții este printr-un circuit cu rezistență electrică instalată în interiorul conductei. După ce curgerea apei este stopată, injectarea poate continua cu amestecurile obișnuite de ciment sau ciment-argilă.

Voalurile de etanșare în mod uzual sînt realizate din mai multe rînduri, distanța între foraje variind între 2 și 4 m. Grosimea voalului (numărul de rînduri) descrește treptat în adîncime și la versanți în zonele din vecinătatea coronamentului. În practica europeană și japoneză voalul de etanșare se execută dintr-o galerie realizată la baza elementului de etanșare. Deși galeria scumpește lucrarea, prezența ei este de dorit deoarece permite un control direct al comportării lucrării și lucrări de reinjectare în caz de necesitate.

Opiniile privind presiunea de injectare în terenurile aluvionare sînt mai puțin divergente decît în cazul injecțiilor în roci stîncoase. Exprimate în bari, presiunile de injectare variază între (0,3...0,7) H (H — înălțimea barajului, m) și în general nu variază cu cota punctului de injectare. Stabilirea presiunii de injectare trebuie precedată de teste de laborator pentru a evita producerea unor eventuale ridicări ale terenului sau fisuri în nucleul de argilă sau pe zona de contact, datorită unor presiuni de injectare excesive.

Ecrane de etanșare. Ecranele de etanșare sînt pereți continui realizați prin umplerea cu material impermeabil a unor tranșei săpate în materiale necoezive acvifere sau care urmează a fi inundate. Ele mai poartă denumirea de pereți mulați. Sprijinirea pereților tranșeii se face cu un noroi tixotropic. Materialul de umplere poate fi constituit din beton obișnuit, beton argilos, argilă etc.

În condițiile în care pereții din palplanșe se folosesc foarte rar ca elemente de etanșare permanente ale terenului de fundare a barajului, ecranele de etanșare au căpătat o largă extindere. Ele se execută deopotrivă în roci necoezive, nisipuri acvifere sau curgătoare, dificil de injectat, în pietrișuri și bolovănișuri cu condiția ca blocurile să nu depășească dimensiunile benei folosite la excavație. Nisipurile argiloase sau terenurile eterogene pot fi de asemenea etanșate cu pereți mulați.

Adîncimea obișnuită la care se execută ecranele de etanșare este cuprinsă între 25 și 40 m. Recordul de adîncime pentru un ecran de etanșare este de 120 m și a fost realizat la barajul Manicougan 3-Canada. Ecranul a fost alcătuit dintr-un perete dublu de piloți secanți.

În figura 2.34 se ilustrează etapele de execuție a unui perete mulat. Ele constau din turnarea pereților (grinzilor) de ghidare, execuția săpătu-

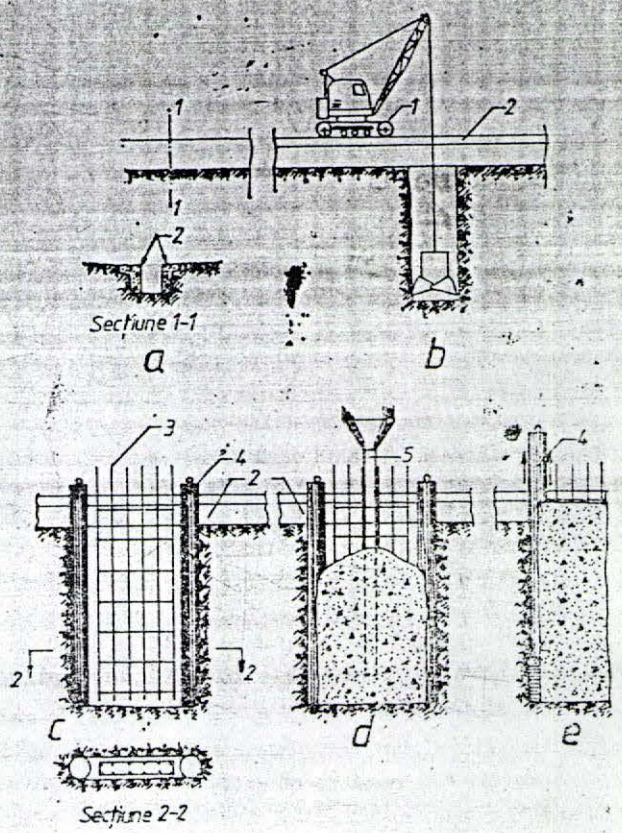


Fig. 2.34 — Scheme de execuție a unui perete mulat: *a* — turnarea pereților de ghidare; *b* — execuția săpăturii; *c* — montarea armăturii și cofrajelor; *d* — betonarea; *e* — decofrarea; *1* — excavator special; *2* — pereți de ghidare; *3* — carcasă de armătură; *4* — tub metalic de cofrare; *5* — pîlnie cu coloană pentru betoane.

rilor sub protecția noroiului tixotropic, montarea carcaselor de armătură și a cofrajelor de rosturi între panouri, betonarea panoului și extragerea cofrajelor. Ecranele de etanșare din terenurile de fundare a barajelor nu sînt prevăzute cu armături. În alte variante tehnologice pereții se toarnă continuu fără rosturi. În tehnologia de execuție a peretelui din panouri, ordinea lor de betonare poate fi unul după altul sau alternativ din două în două (panouri principale și secundare, fig. 2.35). Cofrajul de rost este constituit dintr-un tub metalic avînd diametrul egal cu grosimea ecranului (de obicei 0,50...0,80 m), care se extrage după întărirea betonului proaspăt turnat.

Realizarea pereților mulați este condiționată de succesul operației de susținere a pereților săpăturii cu noroi bentonitic. Pe lîngă rolul de a menține pereții săpăturilor sau forajelor, noroaiele bentonitice împiedică pătrunderea apei subterane în interiorul săpăturii, colmatînd pereții cu o

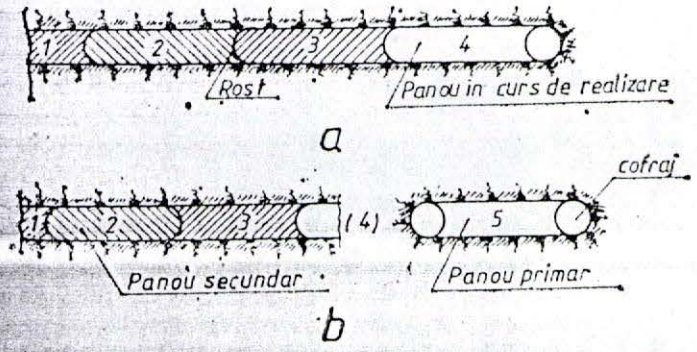


Fig. 2.35 — Ordinea de execuție a panourilor într-un perete continuu: *a* — unul după altul (*1, 2, 3, 4...*); *b* — alternativ din două în două (*1, 3, 2, 5, 4...*).

peliculă impermeabilă, și mențin fracțiunile fine în suspensie împiedicînd depunerea lor pe utilajele de săpat. Aceste noroaie se transformă în gel cu rigiditate satisfăcătoare în stare de repaos și devin fluide prin agitare.

Noroiul se prepară din bentonită și argilă comună măcinată, proporția de bentonită putînd varia între 33...100%, în funcție de calitățile argilei comune (finețe de măcinare, conținut de ioni liberi sau ioni de calciu), de calitățile bentonitei, de natura terenului străbătut, de situația hidrogeologică etc.

Noroiul, avînd o densitate minimă asigurată, creează o contrapresiune pe pereții săpăturii care echilibrează împingerea pămîntului și presiunea apei. Totodată suspensia bentonitică și pelicula formată pe pereții tranșeii creează forțe electrocinetice de stabilizare suplimentare. Astfel se formează un cîmp electric de polaritate pozitivă în teren și negativă în noroiul bentonitic.

Cîmpul electric format acționează pe fețele peliculei formate pe pereții săpăturii (uneori această peliculă se mai numește „turtă") producînd pe de o parte fenomenul de cataforeză, prin care suspensiile coloidale se îndreaptă spre polul pozitiv, și fenomenul de reacție osmotică, în care apa tinde spre polul negativ. Datorită acestor forțe de natură electrică, noroaie bentonitice cu greutăți specifice de numai 1,1 kg/dm³ pot menține stabili pereții unor tranșei de 15...20 m adîncime pe care se exercită presiunea activă a unor materiale cu greutăți volumetrice mult mai mari.

Realizarea forțelor de natură electrică menționate mai înainte depinde de stabilitatea suspensiei tixotropice. Stabilitatea este proprietatea suspensiei de a nu separa apa sau de a o separa numai într-o cantitate admisibilă.

Experimental s-a demonstrat că echilibrul electrochimic necesar stării de stabilitate a suspensiilor tixotropice se obține cînd suspensia este alcalină avînd indicele pH cuprins între 8 și 11 [15].

Rețeta optimă, în condițiile date, de noroi tixotropic se obține prin încercări de laborator. De exemplu 1 m³ de noroi bentonitic poate conține: 50...100 kg bentonită, 150...200 kg humă, 2...3 kg carbonat de sodiu (sodă calcinată), 1 100...1 500 l apă.

În funcție de necesitatea corectării unor proprietăți ale suspensiei se folosesc diferite adaosuri. Silicatul de sodiu, în proporție de 0,5...1% mărește tixotropia, stabilitatea, vîscozitatea și alcalinitatea noroiului. Carboxilmetilceluloza și driscoza, adăugate în proporție de 1,0...2,5 kg/m³ de fluid, măresc stabilitatea și gelația noroiului. Aceleași efecte are poliacrilamida hidrolizată care se adaugă în proporție de 0,5...1,0 kg/m³ de fluid. Vîscozitatea noroiului se poate reduce cu carbonat de sodiu, bicarbonat de sodiu, hexametafosfat de sodiu etc. Carbonatul de sodiu determină o mărire a capacității de schimb ionic a argilelor și o creștere a pH-ului. Creșterea greutății specifice a noroiului se poate obține prin adaosuri de pulberi de barită sau de calcar. Mărirea greutății specifice a noroiului apare necesară cînd se sapă ecrane adînci sau în strate acvifere sub presiune.

Aplicarea tot mai frecventă a etanșărilor cu ecrane de adîncime s-a corelat cu profilarea și perfecționarea unor tehnologii de execuție specifice. Tipul de ecran cel mai adecvat se alege în funcție de utilajul disponibil, natura rocii, scopul urmărit, natura materialelor de umplutură. După utilajul și forma săpăturii se disting trei categorii de ecrane: continue, din panouri săpate adiacent, din piloți forați.

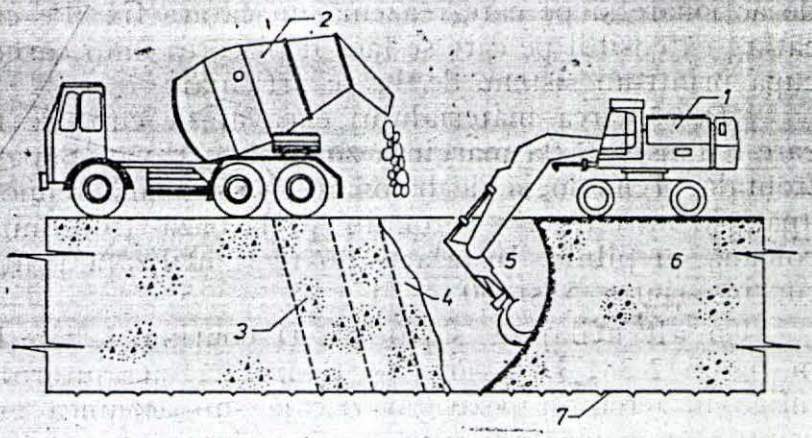


Fig. 2.36 — Schemă de execuție a pereților continui cu săpătură executată cu excavator cu cupă inversă: *1* — excavator; *2* — betonieră; *3* — tronson betonat; *4* — tronson în curs de betonare; *5* — tranșeie susținută de noroi tixotropic; *6* — teren aluvionar; *7* — rocă de bază.

În figura 2.36 se prezintă schema de execuție a unui perete continuu cu săpătura executată cu un excavator cu cupă inversă. Materialul săpat în anumite condiții poate fi folosit la prepararea betonului sau gelbetonului pentru peretele continuu. Mai recent, materialul pentru ecran din beton argilos a fost preparat direct în tranșee prin introducerea cimentului în amestecul argilă + apă care susține pereții tranșeii. În faza următoare se excavează în continuare tranșeea, iar balastul rezultat este omogenizat cu cupa excavatorului tot în tranșee. Sistemul poate fi folosit pentru realizarea pereților continui pînă la adîncimea de 12,00 m și grosimi de 0,50 și 0,60 m [16].

Etapele de execuție a unui perete continuu cu instalația ELSE sînt prezentate în figura 2.37. Instalația Else de licență italiană este de tip exca-

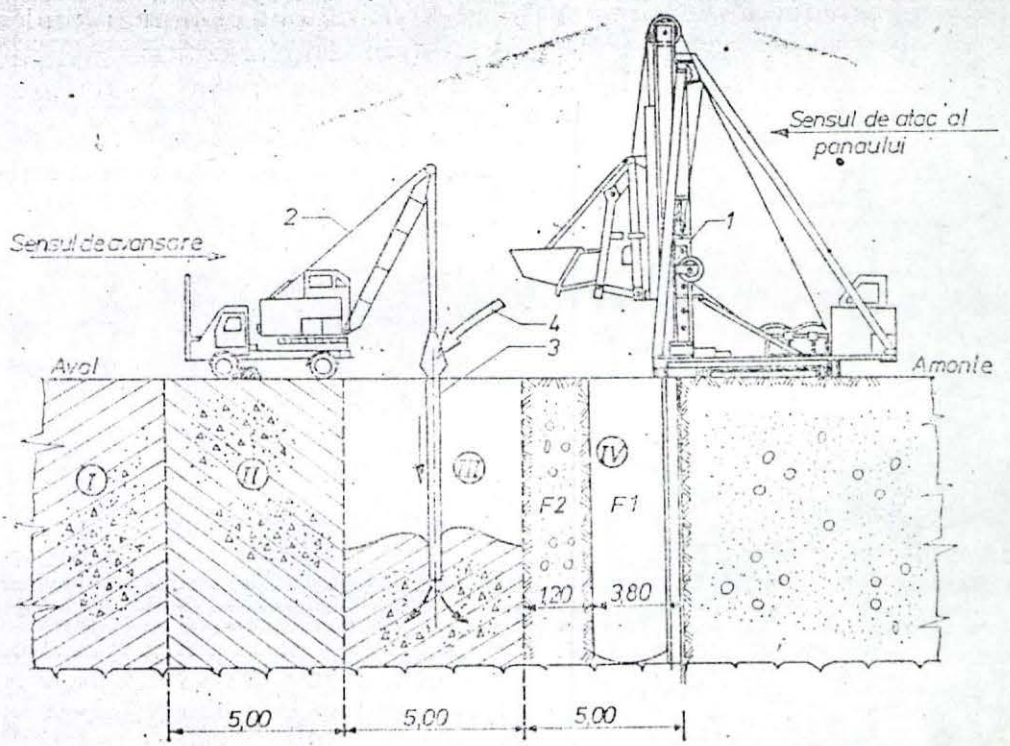


Fig. 2.37 — Schemă de execuție a pereților continui cu instalația Else: *1* — instalația Else; *2* — automacara; *3* — coloană cu pîlnie de capăt pentru introducerea betonului; *4* — alimentare cu beton; *I, II...IV* — panouri de pereți; *F1,F2* — fazele de săpare a unui panou.

vator alcătuită dintr-o platformă montată pe tălpi care susține sistemul de acționare și pe care reazemă un catarg fix. Pe catargul fix glisează un catarg extensibil pe care se face deplasarea unui cărucior de care este prinsă cupa printr-un sistem de brațe articulate.

Descărcarea materialului excavat de cupă se face în bena schipului care-l transportă la marginea zonei de excavat. Săparea se face prin raclare frontală. Tehnologia de betonare se aseamănă tehnologiei de betonare sub apă prin introducerea betonului pe la baza tronsonului de betonat printr-o coloană cu pîlnie. Instalația poate fi utilizată pentru ecrane cu adîncimi cuprinse între 5 și 30 m [17].

Un alt utilaj de săpat pereți continui — tip KELLY — se prezintă în figura 2.38. Excavarea se realizează cu ajutorul cupei greifer care se înfige în teren în poziție verticală sub acțiunea greutății proprii. Apoi, printr-o comandă hidraulică bena se încarcă cu material și este ridicată și descărcată. Excavarea unui panou se face în două faze așa cum se prezintă în figura 2.38,*b*. Betonarea se face prin coloana cu pîlnie așa cum s-a prezentat mai înainte pentru instalația ELSE. Instalația KELLY poate fi folosită la realizarea unor ecrane pînă la adîncimi de 24 m și cu grosimi de 0,50... 0,60 m.

În practica internațională se folosesc alte numeroase echipamente și scheme tehnologice pentru executarea pereților mulați. Între ele se citează: metoda Rodio-Marconi fooosită de firma franceză „Soletanche", metoda Ikos-Feder folosită în U.R.S.S., sistemul american S.P.T.C. și altele [3, 14].

În figura 2.39 se prezintă o secțiune tipică pentru barajele de pămînt realizate în România în zonele de deal și cîmpie, pentru înălțimi de maximum 25 m. Etanșarea de adîncime se prevede de obicei numai cînd adîncimea apei în secțiunea respectivă depășește 5 m. În caz contrar se contează pe colmatarea în timp a golurilor din terenul de fundare prin reținerea par-

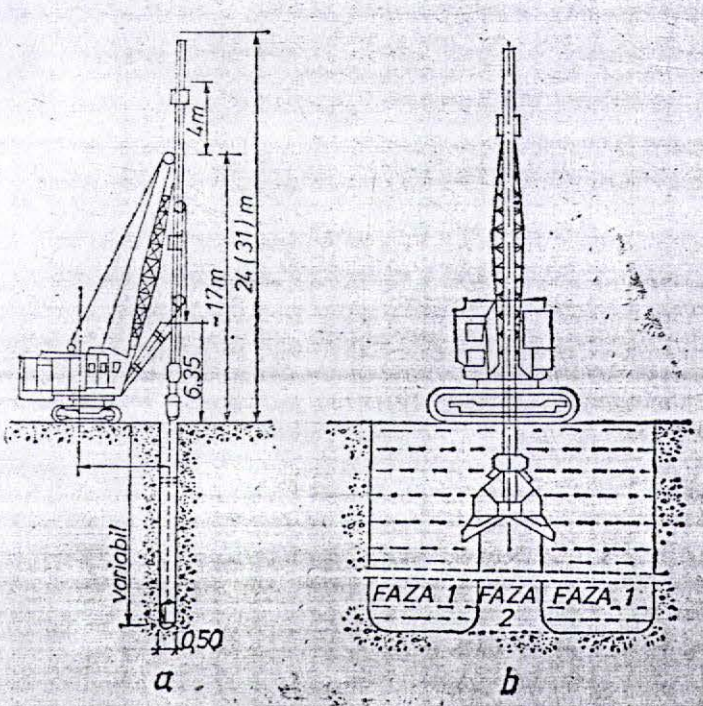


Fig. 2.38 — Schema utilajului tip KELLY pentru săparea pereților mulați: *a* — ecartamente; *b* — fazele de săpare ale unui panou.

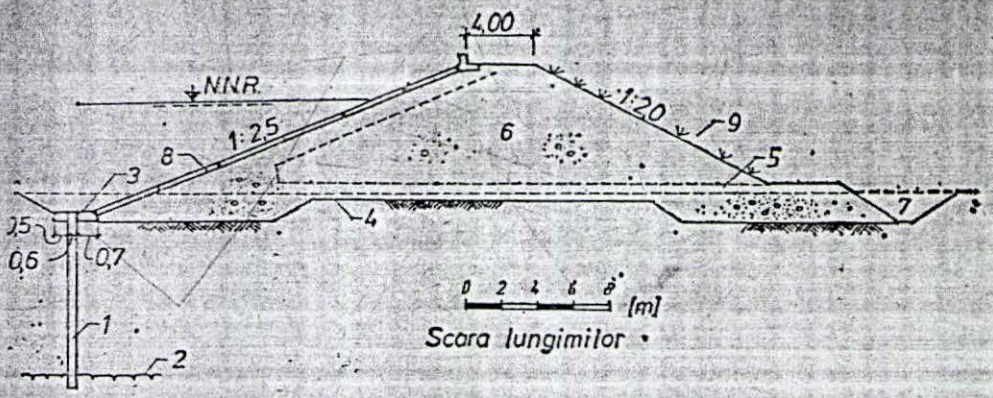


Fig. 2.39 — Secțiune tipică a etanșărilor de adîncime la baraje de pămînt din România: *1* — ecran de adîncime; *2* — roca de bază; *3* — grinzi de ghidare; *4* — linia terenului natural; *5* — balast drenant; *6* — umplutură din nisip sau balast; *7* — contracanal; *8* — mască din beton armat; *9* — taluz înierbat.

ticulelor solide din apa de infiltrație. Etanșările de adîncime pînă la 6 m se realizează din gel-beton, iar săpăturile cu excavatorul cu cupă inversă. Cînd adîncimile depășesc 6 m se practică două procedee [18], [19]:

— etanșare mixtă cu tranșee de gel beton la partea superioară și voal de injecție la partea inferioară pe două rînduri, cu distanța între foraje pînă la 75 cm;

— etanșarea cu pereți continui realizați cu instalația cu cupă glisantă (ELSE) sau cu cupă greifer (KELLY).

La toate etanșările de profunzime, completările în zona ferestrelor și în zona de contact cu roca de bază se realizează prin voaluri de injecții. Alte două exemple de ecrane de etanșare în profunzime pentru barajele Vernay ($H = 42$ m) și Michelbach ($H = 24$ m) din Franța se prezintă în figura 2.40. Barajul du Vernay din balast cu mască din beton bituminos este fundat pe un strat aluvionar-morenic cu permeabilitatea de $2 \cdot 10^{-3}$... 10^{-4} m/s și cu grosimea maximă de 80 m. Pentru a permite alimentarea pînzei de apă freatică din aval peretele mulat cu o grosime de 1,20 m are o adîncime de 45,00 m. Peretele mulat a fost realizat înaintea construirii rambleului. În consecință el va suporta deformațiile terenului de fundare din încărcarea progresivă cu greutatea construcției, punerea ei sub sarcină și variațiile nivelului în lac în timpul exploatării. Pericolele cele mai mari apar la partea superioară a peretelui mulat unde există riscul fracturării hidraulice. Pentru a preveni acest risc peretele a fost realizat dintr-un beton plastic. Terenul de fundare al barajului Michelbach este constituit din marne plastice alternînd cu bancuri de gresii moi (nisip fin) slab cimentate din Oligocen. Nisipul fin este erodabil și are o permeabilitate relativ ridicată (10^{-5} m/s). Pe fundul văii apare un strat aluvionar recent foarte permeabil. În aceste condiții elementul de etanșare al barajului compus dintr-un nucleu înclinat a fost prelungit în amonte ca avantradier care se termină la amonte cu un pinten care traversează în întregime stratul aluvionar recent (circa 10 m grosime) penetrînd în stratul de marne. În prelungirea pintenului s-a executat un perete mulat pentru a limita pierderile prin infiltrații și a reduce riscul erodării materialelor din teren. Peretele se extinde 50 m în maluri în vederea eliminării infiltrațiilor laterale prin ocolirea barajului. Peretele a fost realizat dintr-un mortar de argilă-ciment.

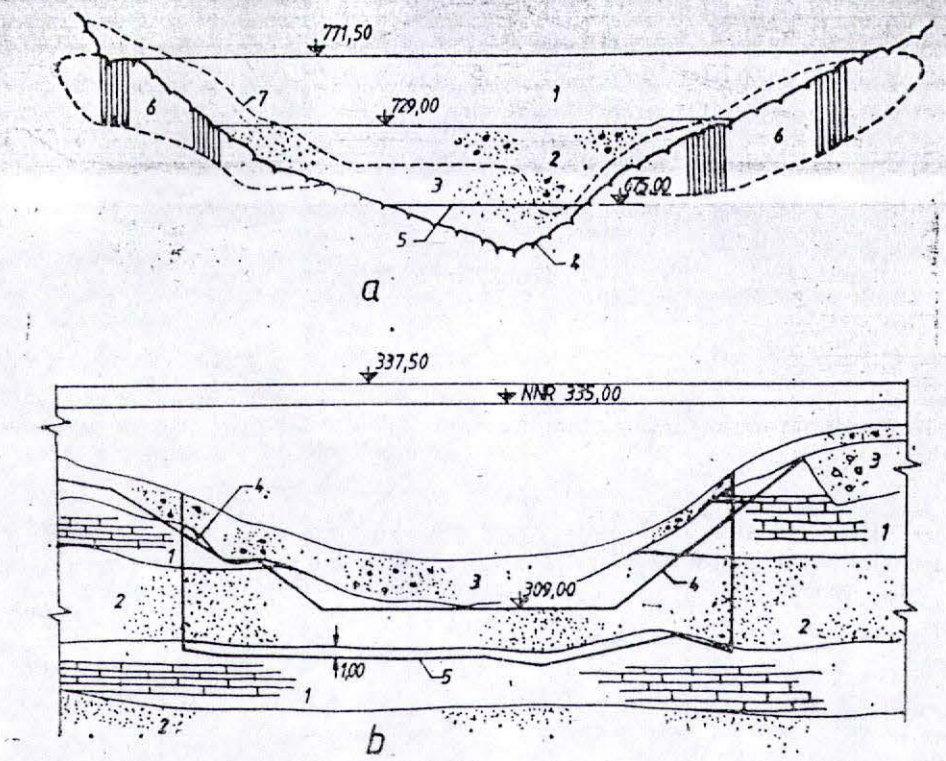


Fig. 2.40 — Voaluri de etanșare în condiții speciale: *a* — barajul du Verney: *1* — corp baraj; *2* — aluviuni; *3* — morenă; *4* — rocă de bază; *5* — limita peretelui mulat; *6* — voal de etanșare; *7* — linie teren natural; *b* — barajul Michelbach; *1* — marne; *2* — gresii fine slab cimentate; *3* — aluviuni recente; *4* — limita pintenului de argilă; *5* — limita peretelui mulat.

Ecrane de etanșare subțiri (membrane). Ecranele de etanșare subțiri reprezintă variante mai recente și mai economice ale ecranelor obținute datorită reducerii grosimii ecranului și eliminării operației de săpare a tranșeii. În România acest sistem s-a aplicat din 1980 pentru etanșarea de adîncime a incintei de execuție a centralei hidro-electrice și barajului U.H. Drăgănești de pe rîul Olt [19].

Tehnologia de execuție constă în înfigerea unei grinzi metalice cu ajutorul unui vibroînfigător și apoi extragerea ei simultan cu injectarea de mortar în spațiul rămas liber. Grinda metalică I sau dublu T (fig. 2.41) este prevăzută cu cuțit tăietor lateral avînd lățimea de 500...800 mm și lungimea de maximum 20...25 m. În lungul grinzii există conducta de injecții. Așa cum se arată în figura 2.41, la fiecare nouă înfigere se taie minimum 15 cm din marginea secțiunii deja injectate în vederea eliminării eventualelor discontinuități ale ecranului.

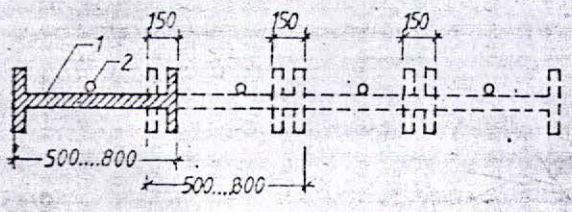


Fig. 2.41 — Schema de batere a grinzilor dublu T pentru realizarea ecranelor subțiri: *1* — grindă metalică; *2* — țeavă de injecții.

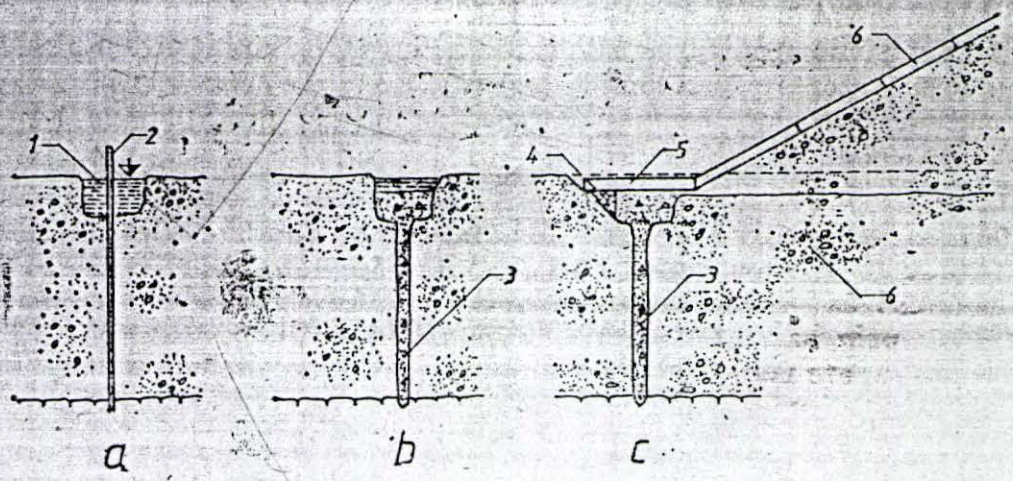


Fig. 2.42 — Etapele de execuție ale unui ecran subțire: *a* — introducerea grinzii; *b* — injectarea fantei rămase prin scoaterea treptată a grinzii; *c* — racordul ecranului cu elementul de etanșare al barajului; *1* — rigolă de colectare a fluidului de injectare; *2* — grindă; *3* — ecran subțire; *4* — dop de argilă; *5* — placă de racord; *6* — ecran de etanșare a corpului barajului.

Metoda dă rezultate deosebite în rocile cu granulații mărunte sensibile la vibrații (nisipuri, pietrișuri nisipoase, pietrișuri mărunte), cu granule care nu depășesc 90...120 mm.

Grosimile obișnuite ale acestor ecrane sînt de 8...10 cm, iar adîncimile de 8...12 m (fig. 2.42). La unele lucrări hidroenergetice din zona austriacă a Dunării s-au atins performanțe de 25 m adîncime cu diafragme avînd 7...10 cm grosime [21].

O atenție deosebită trebuie acordată fluidului de injecție. El are scopul atît de umplere a spațiului rămas liber prin extragerea treptată a grinzii metalice cît și de umplere a porozităților din teren și de lubrefiere a pereților tăieturii. Presiunea maximă de injectare se corelează cu adîncimea de injectare fiind uzual de 15...20 daN/cm^2. La această presiune apa nelegată din fluidul de injectare este eliminată, fluidul transformîndu-se într-o pastă.

La amenajările de pe rîul Drava-Austria pentru ecrane subțiri la adîncimi sub 10 m, rețeta de mortar de injecție a avut următoarea compoziție: 150 kg ciment, 50 kg bentonită, 0,700 m^3 nisip și 83 l apă. Mortarul a fost injectat la presiuni de 3...4 at.

Ecranele de etanșare subțiri realizează importante economii în comparație cu alte soluții.

Costul etanșărilor reprezintă 10...25% din costul total al barajului de pămînt ($H \leqslant 20$ m). Ponderea costului variază cu adîncimea lacului, grosimea stratului permeabil, secțiunea barajului și tipul etanșării.

Pinteni de etanșare. În amplasamentele în care stratul de rocă impermeabilă se găsește la o adîncime relativ redusă față de nivelul terenului (maximum 10 ... 15 m) o soluție frecventă de etanșare a stratului de fundare permeabil constă din prelungirea pînă la stratul impermeabil a elementului de etanșare a corpului barajului. În acest scop se sapă o tranșee deschisă pînă la cota stratului impermeabil care apoi se umple cu material de etanșare.

Sistemul prezintă avantajul simplității, al execuției la vedere și al eliminării unor echipamente speciale ca în cazul altor tipuri de etanșări, așa cum au fost prezentate mai înainte. Totuși execuția acestor săpături poate deveni dificilă în cazul prezenței apei subterane, iar prețul lucrărilor crește foarte mult o dată cu creșterea adîncimii săpăturii.

Etanșarea cu pinteni din material pămîntos (argilă, argilă prăfoasă etc.) se aplică curent pentru etanșarea terenurilor de fundare ale barajelor de pămînt din S.U.A., chiar în situații cînd roca impermeabilă se află la adîncimi mai mari decît cele acceptate în Europa. În figura 2.43 se prezintă o secțiune tip prin barajul Anderson Ranch unde adîncimea tranșeii a avut 85 m. După săpare tranșeea a fost umplută cu argilă nisipoasă compactată, material folosit și pentru nucleul de etanșare al corpului barajului.

Avantradiere. În amplasamentele unde stratul impermeabil se găsește la mare adîncime, lungirea drumului liniilor de curent din lac pentru reducerea infiltrațiilor prin prevederea unui covor etanș în prelungirea elementului de etanșare (nucleu, mască) din corpul barajului este o soluție posibilă. Soluția apare în particular avantajoasă cînd în terenul natural există asemenea straturi la care se racordează elementul de etanșare al corpului barajului.

În amplasamentele de baraje situate în zone de cîmpie sau premontane, asemenea straturi superficiale mult mai puțin permeabile decît masa aluvionară situată dedesupt există în mod frecvent și pot fi utilizate în mod avantajos. Astfel la barajul Păngărați de pe Bistrița ($H = 8{,}00$ m), în zona terasei aluvionare a albiei, etanșarea terenului de fundare s-a rezolvat prin completarea stratului de lehm existent (cu grosimea de 1 ... 3 m și $K = 10^{-6} \ldots 10^{-7}$ m/s). Soluția a costat de 20 ori mai puțin decît varianta tradițională de etanșare cu voal realizat prin injecții și a dat rezultate bune în exploatare [1].

Lungimea recomandată în mod obișnuit a avantradierului este de 6 ...8 ori înălțimea de retenție. Grosimea avantradierului depinde de presiunea apei și de natura terenului. O formulă uzuală pentru calculul grosimii în metri a avantradierelor din materiale pămîntoase (d) are forma:

$$d = (0{,}60 + l/100) \text{ m} \qquad (2.1)$$

unde l este lungimea în metri a avantradierului în lac.

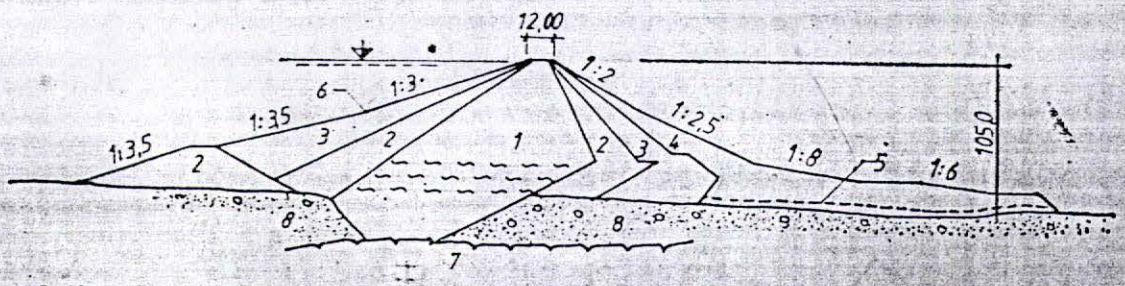


Fig. 2.43 — Secțiune transversală prin barajul Anderson Ranch (S.U.A.): *1* — nucleu din argilă nisipoasă, *2* — nisip, *3* — nisip și pietriș, *4* — anrocamente, *5* — dren din pietriș, *6* — protecție cu anrocamente, *7* — granit, *8* — aluviuni.

Dezavantajul sistemului constă în existența unui covor impermeabil de cele mai multe ori fără un filtru adecvat pe o fundație eterogenă, solicitat de încărcări mari din greutatea apei pe care le transferă terenului de fundare în condițiile unor gradienți hidraulici în corpul avantradierului extraordinar de mari. Combinarea efectelor menționate mai înainte cu tasări diferențiate pot produce în avantradier cratere prin surpare cu consecințe dezastruoase pentru siguranța lucrării.

Folosirea de dale de beton armat ancorate de piciorul amonte al barajelor de beton cu scopul de a le îmbunătăți stabilitatea la alunecare, oferă o soluție ferită de efectele negative discutate mai înainte, dar foarte scumpă. Dalele trebuie să fie drenate la fața lor inferioară.

În cazul rambleelor de mică înălțime în Japonia s-au realizat avantradiere din membrane de clorură de vinil sau de cauciuc sintetic acoperite cu nisip sau pământ. Ele au dat deplină satisfacție în exploatare.

În figura 2.44 se prezintă avantradierul realizat la barajul Tarbela-Pakistan ($H = 148$ m). Stratul de aluviuni situat peste roca de bază impermeabilă din calcare, șisturi și bazalte a avut o grosime de 180 m. Pe o grosime de 34 m la partea superioară, stratul de aluviuni a fost constituit din nisip cu pietriș și pământ pietros cu coeficient de permeabilitate $K = (1 \ldots 4)10^{-2}$ cm/s. În aceste condiții reducerea infiltrațiilor din lac s-a realizat printr-un avantradier cu lungimea spre amonte de 1738,5 m măsurați de la racordul cu nucleul de etanșare al corpului barajului. Grosimea avantradierului s-a redus treptat spre amonte de la 15,0 la 1,5 m. În avantradier au fost puși în operă în total $16 \cdot 10^6$ m³ de argilă prăfoasă și nisip cu pietriș.

Drenuri. Filtre. Puțuri de descărcare. Lucrările de etanșare a barajelor și terenurilor lor de fundare trebuie în mod strict corelate cu lucrările de drenaj. În cazul analizat al terenurilor de fundare nestîncoase, lucrările de drenaj trebuie să prevină apariția unor subpresiuni excesive sau a fenomenelor de sufozie și antrenare hidrodinamică. În cazul terenurilor de fundare slab permeabile, lucrările de etanșare sînt puțin eficace, în schimb crește importanța lucrărilor de drenaj.

Măsurile tradiționale constau din saltele drenante plasate pe contactul baraj-teren de fundare la aval de lucrările de etanșare. Ele trebuie să aibă capacitatea de evacuare a apelor infiltrate din lac fără a depăși anumite cote piezometrice impuse în prismul și bieful aval.

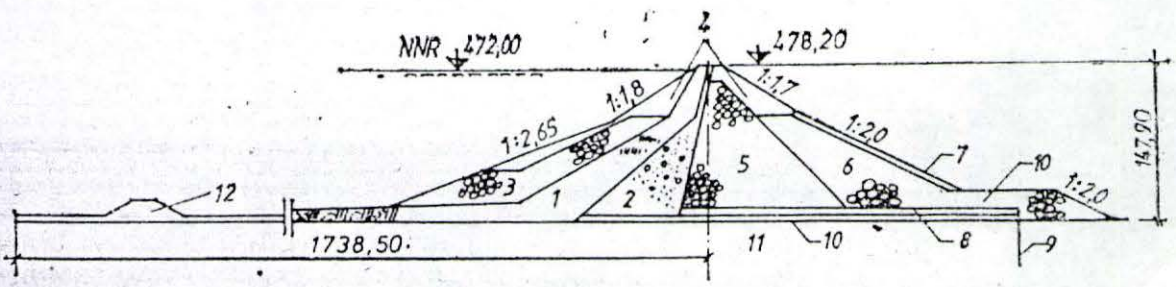


Fig. 2.44 — Secțiune transversală prin barajul Tarbela (Pakistan) cu exemplificarea avantradierului: *1* — ecran de etanșare prelungit cu avantradierul; *2* — zonă de tranziție din nisip cu pietriș; *3* — pietriș; *4* — prismuri drenante; *5* — zonă centrală din balast; *6* — prism aval din piatră; *7* — anrocamente; *8* — saltea drenantă; *9* — puț de drenaj; *10* — galerie de drenaj; *11* — aluviuni în grosime de 180 m; *12* — batardou amonte.

Saltelele drenante descarcă la piciorul aval al barajelor în prismuri drenante din piatră sau bolovani sau în puțuri de descărcare.

Dispunerea acestor elemente în ansamblul baraj-teren de fundare poate fi urmărită în figurile 2.43 și 2.44. Deoarece sistemul de drenaj corp baraj-teren de fundare este conceput în mod unitar, problema va fi reluată în capitolul de baraje din materiale locale.

până aici

2.5. ANCORAREA ÎN ROCI

Necesitatea ancorării rocilor. Ancorarea construcțiilor în roci sau a rocilor însăși pentru îmbunătățirea comportării lor reprezintă procedee curent folosite în practica inginerească. Ele și-au dovedit de-a lungul timpului eficiența și economicitatea [22].

În acest paragraf se vor face referiri numai la ancorarea rocilor stîncoase specifice terenurilor de fundare a barajelor. Ancorarea barajelor în terenurile de fundare va fi prezentată în capitolul de baraje de beton.

Excavațiile pentru fundarea barajelor, încărcările transmise de baraj terenului de fundare sau modificarea regimului apelor subterane prin umplerea lacului produc modificări importante ale stării de deformații și eforturi în masivele de rocă. În numeroase cazuri apar necesare măsuri constructive pentru consolidarea masivelor de rocă pentru a le conferi capacitatea necesară să reziste în noile condiții de solicitare.

Consolidarea masivelor de rocă prin ancorare se poate efectua după două concepții:

— cu ancore pasive (nepretensionate) care intră sub sarcină prin destinderea masivului sau la tendințele lui de alunecare preluînd eforturi de întindere și parțial de forfecare;

— cu ancore active (pretensionate) care se tensionează din faza de execuție și care au scopul de a crește forțele de frecare de-a lungul planurilor naturale de discontinuitate sau fisurilor din masiv.

În ambele cazuri ancorele sînt realizate din bare sau fire de oțel (fascicule, toroane, cabluri).

Ancorele pasive au scopul de a împiedica eventuale deplasări de-a lungul fisurilor sau faliilor din masiv pe care le intersectează și umflări (destinderi) periculoase ale masivului pe direcția ancorelor.

Ancorele active (pretensionate) precomprimă pachetele de rocă de suprafață, legînd stratul superficial alterat și fisurat de zonele mai adînci care nu au fost supuse degradării și care au o capacitate portantă mai ridicată. Prin precomprimare cresc forțele de frecare de-a lungul planurilor de alunecare din masiv și scade permeabilitatea masivului datorită reducerii deschiderii fisurilor. Astfel, ancorele pretensionate restructurează stratul superficial decomprimat de rocă, schimbîndu-l într-un masiv consolidat capabil să suporte greutatea proprie și încărcările din construcție și activează zone mai adînci de bună calitate de rocă din masiv pentru preluarea încărcărilor care apar. În aceste condiții, ancorele pretensionate sînt net avantajoase față de sprijinirile tradiționale (ziduri de sprijin) care au un rol pasiv.

Tipuri de ancore în roci stîncoase. O ancoră se compune, uzual, din trei părți: cap, corp (tendon), ancoraj (rădăcină). Capul ancorei reprezintă terminația ei exterioară prin care se realizează pretensionarea ancorei și transmiterea forțelor ancoră-masiv. Corpul ancorei este partea ei de mijloc care face legătura cap-ancoraj și prin deformația sa elastică asigură pretensionarea permanentă a ancorei. Ancorajul (rădăcina) ancorei este capătul interior al ei care este prins în masivul de rocă. Prinderea se realizează prin una din următoarele metode: desfacerea mecanică a unui dispozitiv de oțel amplasat la capătul tendonului, cimentarea prin injectare, realizarea unui bulb de beton.

Ancorele se pot realiza din bare de fier beton, bare de oțel aliat de rezistență mare sau țevi de oțel. În mod curent se folosesc ancore din sîrmă de oțel de înaltă rezistență alcătuind fascicule, cabluri sau toroane.

Alegerea tipului cel mai potrivit de ancorare depinde de capacitatea portantă solicitată, lungimea și numărul de ancore necesar, posibilitățile existente în amplasament pentru amplasarea, fixarea și tensionarea lor.

Ancorele din bare scurte (maximum 5 m) sînt indicate pentru forțe de tensiune reduse (maximum 100 kN), de exemplu la consolidarea suprafețelor masivelor de rocă. În figura 2.45 se prezintă cîteva tipuri de ancore scurte. Ancorele cu pană au un capăt ce se prinde în rocă prin împănare, iar de la capătul opus se face tensionarea. Ancorele betonate sau injectate se diversifică după procedeele de betonare sau injectare a forajului.

Ancorele lungi pretensionate (15 ... 20 m) sînt indicate pentru preluarea unor sarcini mai mari (400 ... 1 000 kN). Între ancorele din bare rigide și cele din cabluri sînt de preferat ultimele. Ancorele din cabluri fiind flexibile, sînt mult mai ușor de manipulat și de introdus în foraje de zeci de metri adîncime chiar și de pe platforme de dimensiuni relativ mici.

În confecționarea ancorelor pretensionate este recomandabil un oțel de calitate superioară, care permite obținerea unor consumuri specifice de oțel mai reduse. De asemenea pretensionarea unui oțel de bună calitate pînă

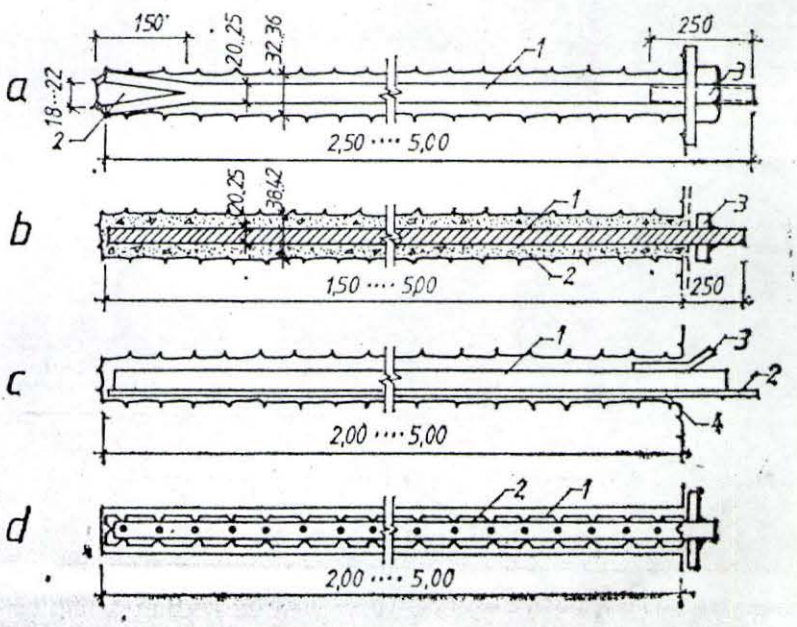


Fig. 2.45 — Tipuri de ancore scurte: *a* — ancoră cu pană; *1* — tendon; *2* — pană; *3* — sistem de piuliță și filet pentru pretensionare; *b* — ancoră betonată; *1* — oțel periodic; *2* — mortar; *3* — colier sudat; *c* — ancoră injectată; *1* — corp ancoră; *2* — tub de injecție; *3* — tub de evacuare aer; *4* — dop de beton; *d* — ancoră perfo; *1* — corp ancoră; *2* - tub perforat umplut inițial cu mortar.

la punctul de rupere produce o alungire de cîteva ori mai mare decît cea creată prin pretensionarea similară a unei bare din oțel beton. Astfel în cazul barelor de oțel de bună calitate se diminuează comparativ pierderile de tensiune datorită deformațiilor masivului de rocă.

În diverse țări există numeroase tipuri de ancore pretensionate care diferă între ele prin alcătuirea constructivă și tehnologia de execuție. În figurile 2.46 și 2.47 se prezintă două tipuri de astfel de ancore.

Ancora prezentată în figura 2.46 (procedeu BBRV) este alcătuită din fascicule groase de sîrmă cu ∅ 4 ... 12 mm de înaltă rezistență. Aceste ancore se pot dimensiona pentru forțe de pretensionare pînă la 12 MN. Zona de ancorare se etanșează cu un manșon, iar prinderea în rocă se face prin injectare. După pretensionare se injectează și spațiul între corpul ancorei și pereții forajului pentru protecția ei contra coroziunii. Ancora din figura 2.47 (procedeu Losinger (VSL) — Elveția) prezintă o serie de ondulări în zona de ancorare realizate prin dispunerea alternativă la 30 cm distanță a unor rozete de distanțare și coliere de strîngere. Realizarea cu ondulări a capătului ancorei îi asigură o mai bună încastrare în rocă. Corpul ancorei este protejat pe toată lungimea într-un tub de material plastic care asigură deformarea liberă a acestei zone în timpul operației de pretensionare și reprezintă totodată o protecție anticorozivă.

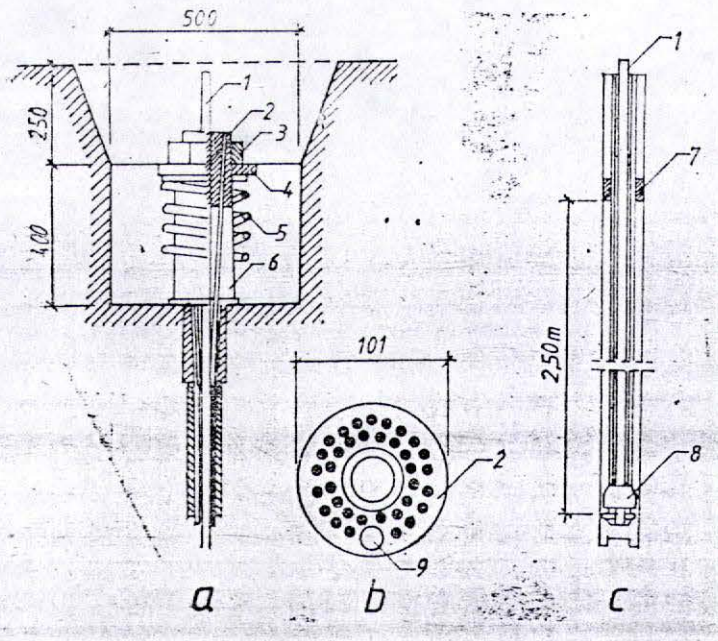


Fig. 2.46 — Ancoră pretensionată tip BBRV: *a* — zona capului; *b* — placă pentru ordonarea firelor; *c* — zona de capăt; *1* — țeavă de injectare; *2* — capul ancorei; *3* — inel de sprijin; *4* — placă de distribuție a sarcinii; *5* — spirală de armare; *6* — tub de protecție a capului; *7* — manșon de etanșare a zonei de ancorare; *8* — capătul ancorei; *9* — conductă de aerisire.

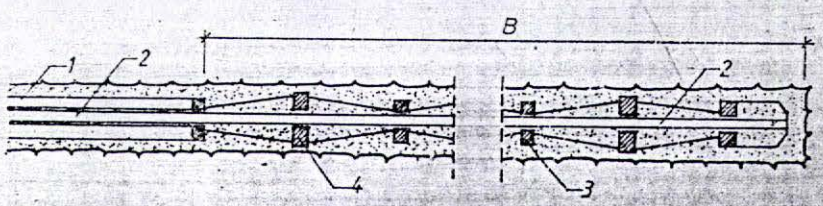


Fig. 2.47 — Ancoră pretensionată tip Losinger (VSL): *1* — tub din plastic; *2* — conductă de injectare; *3* — inel de strîngere; *4* — rozetă distanțier; *B* — lungimea zonei de ancorare 1...7 m.

Interspațiul dintre tubul de plastic și pereții forajului se injectează (betonează) o dată cu capătul ancorei. Sistemul permite repetarea pretensionării ancorei dacă pe parcursul exploatării a devenit necesară. Ancorele sistem VSL se folosesc pentru capacități portante cuprinse între 0,3 ... 2 MN. În România acest sistem s-a utilizat la ancorarea pachetelor de rocă de la platforma macaralelor funicular mal drept baraj Vidraru-Argeș și la lucrările de consolidare a versanților de la barajul Paltinu.

Principii de calcul al ancorelor în roci stîncoase. Date cuprinzătoare privind calculul ancorelor în roci sînt prezentate de *L. Hobst* și *J. Zajic* [22]. Noi vom comenta numai cîteva principii generale.

Ancorarea în roci stîncoase trebuie să prevină alunecarea de-a lungul unuia sau mai multor plane naturale de discontinuitate ce traversează masivul de rocă. De obicei este greu de prevăzut suprafața probabilă de alunecare în afară de cazul cînd există suprafețe speciale de faliere. În aceste condiții, se presupune că acest plan face unghiul β cu orizontala, care urmează a se determina în funcție de α, unghiul de înclinare al taluzului și f coeficientul de frecare pe planurile de fisurare din masivul de rocă. De obicei coeziunea c nu are valori constante pe suprafețele de discontinuitate și se neglijează.

Zona de rocă de greutate G de deasupra planului de alunecare, presupus de pantă β, se consideră un corp rigid aflat în tendință de alunecare pe planul menționat. Efortul de lunecare mediu, τ_m care apare pe suprafața de alunecare din greutatea proprie a rocii G se poate calcula cu relația (fig. 2.48):

$$\tau_m = \frac{\gamma_r H}{2} (\operatorname{ctg} \beta - \operatorname{ctg} \alpha)(\sin^2 \beta - f \sin \beta \cos \beta) \qquad (2.2)$$

în care γ_r este greutatea volumetrică a rocii și H înălțimea taluzului.

Pentru a găsi planul probabil de alunecare în funcție de α și f, pentru care τ_m este maxim, relația (2.2) se derivează în raport cu β și se anulează

$$\frac{\partial \tau_m}{\partial \beta} = 0 \qquad (2.3)$$

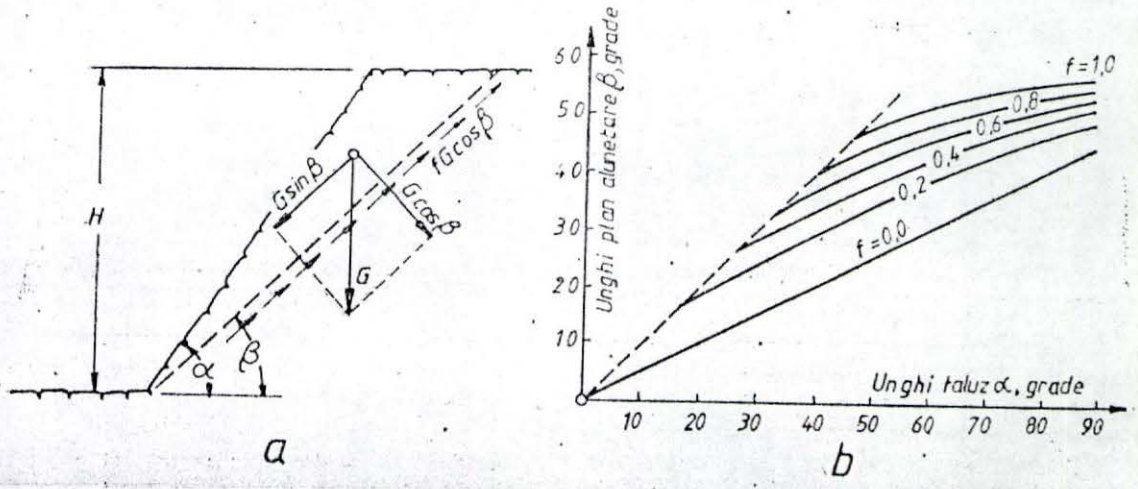


Fig. 2.48 — Evaluarea înclinării planului critic de alunecare la un taluz [22]: *a* — schemă de calcul; *b* — diagramă.

Din ecuația (2.3) se găsesc valorile lui β în funcție de α și f. Ele sînt reprezentate în diagrama din figura 2.48, *b* pentru ipoteza $\alpha \geqslant \beta$ și reprezintă înclinarea planurilor de-a lungul cărora se produc eforturi de forfecare maxime, deci risc maxim de alunecare.

Ancorele trebuie să fie capabile să preia forța activă totală de alunecare de-a lungul planului de alunecare. Forța P pe care trebuie să o preia ancorele pe 1 ml de fîșie de taluz are valoarea:

$$P = \frac{k\tau_m H}{\sin \beta} \tag{2.4}$$

unde k este un coeficient de siguranță care de obicei se acceptă egal cu 1,5. Forța P se distribuie egal la numărul de ancore din suprafața respectivă.

Efectul apei subterane, dacă există, se ia în considerare prin presiunea hidrostatică exercitată pe planurile de alunecare, presiune care reduce eforturile efective normale pe suprafață și în consecință stabilitatea la alunecare.

Ancorele de pe taluzele stîncoase se încastrează în zona stabilă de masiv, deci în afara zonei presupusă ca instabilă. Adîncimea de fixare trebuie să asigure o suficientă rezistență a rocii la smulgere. De asemenea trebuie analizată posibilitatea dezvoltării unor zone critice noi de eforturi în rocă după pretensionarea ancorelor sau a apariției unor plane noi de alunecare imediat sub nivelul ancorelor.

Rezistența împotriva smulgerii ancorelor este determinată de rezistența la forfecare a rocii τ_r, care la rocile compacte este aproximativ egală cu 1/12 din rezistența ei la compresiune $\sigma_{c,r}$:

$$\tau_r \simeq \frac{1}{12}\sigma_{c,r} \tag{2.5}$$

În rocile izotrope, ancora activează o suprafață de formă conică cu un unghi la vîrf de 90° și avînd axa chiar ancora. În acest caz adîncimea necesară de încastrare (h_i) pentru o ancoră izolată (fig. 2.49) se determină cu relația:

$$h_i = \sqrt{\frac{KP_i}{\tau_r \pi \sqrt{2}}} \tag{2.6}$$

unde P_i este forța de pretensionare a ancorei, iar K coeficientul de siguranță împotriva smulgerii ancorei care se recomandă 2 ... 4.

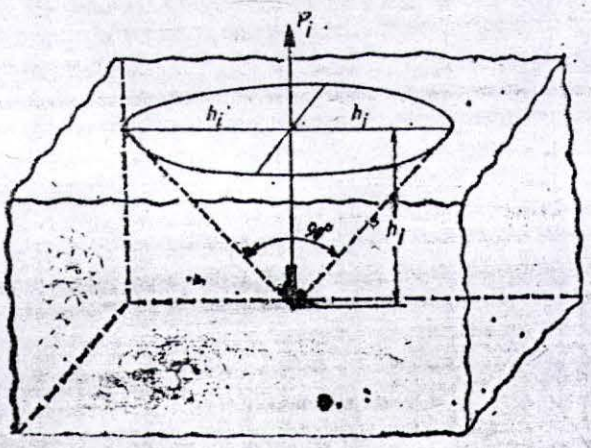


Fig. 2.49 — Schema zmulgerii unei ancore dintr-un masiv de rocă omogen, izotrop.

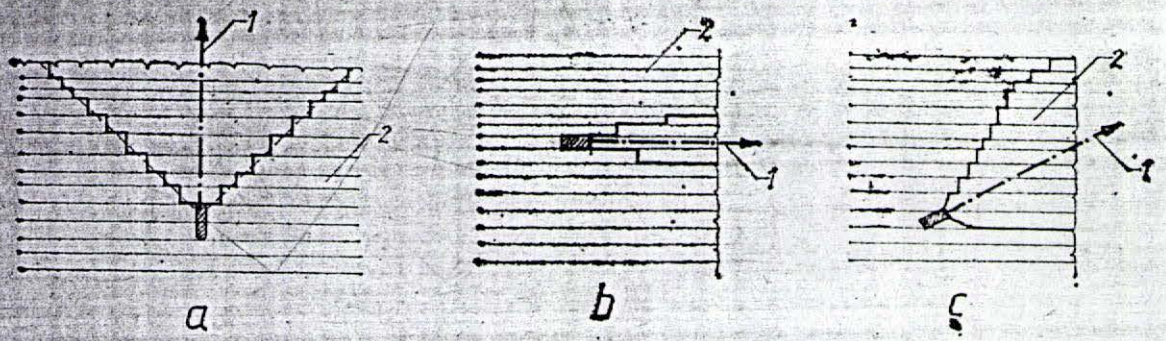


Fig. 2.50 — Schema zmulgerii ancorelor în funcție de direcția lor față de planul de stratificație al rocii; *a* — perpendiculare; *b* — paralele; *c* — înclinate; *1* — ancoră; *2* — planuri de stratificație.

Relația (2.6) se va adapta în mod corespunzător pentru grupe de ancore. De remarcat că în relația (2.6) s-a neglijat efectul forțelor de frecare care apar pe suprafața de smulgere.

În rocile stratificate rezistența la smulgere a rocii este mult influențată de poziția ei în raport cu planurile de stratificație (fig. 2.50). Ideal ar fi ca ancorele să se orienteze normal pe planul de stratificație. Masivele din rocă prezintă în mod frecvent și alte plane de discontinuitate (falii, fisuri, diaclaze) cu orientări diferite față de planul de stratificație ceea ce complică problema orientării ancorelor.

Alte posibilități de cedare a ancorelor sînt prin forfecarea contactului dintre mortarul injectat și pereții forajului sau prin ruperea ancorei datorită depășirii efortului capabil de rupere la întindere a oțelului.

Exemplificări. În figura 2.51 sînt ilustrate lucrările de ancorare la versantul stîng al barajului arcuit Kawamata din Japonia [22]. Ancorarea a avut scopul să asigure conlucrarea masivului de rocă cu o diafragmă realizată în scopul distribuirii eforturilor din nașterile arcelor la o adîncime mai mare în rocă sănătoasă. Stratele de rocă de la suprafață de la malul stîng, alterate și faliate, nu aveau capacitatea să preia încărcările transmise din baraj fără luarea unor măsuri speciale. Ancorele folosite au fost de două tipuri: Dywidag și BBRV.

Ancorele Dywidag au fost realizate din bare ∅ 27 din oțel de calitate superioară. Forța de pretensionare într-o bară a fost de 0,4 MN, adică 80%

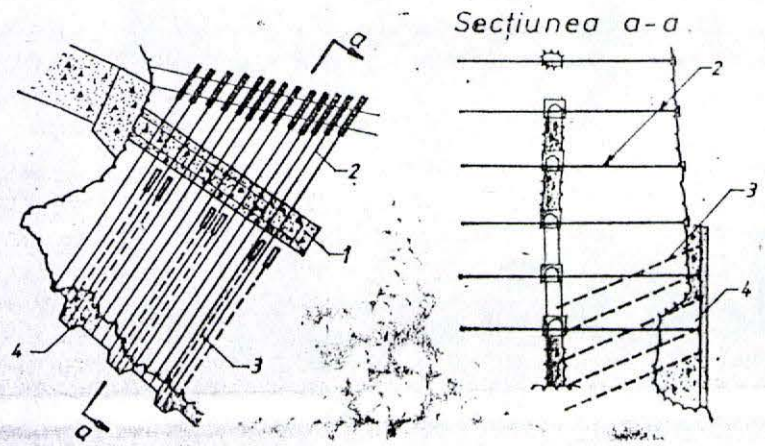


Fig. 2.51 — Schema armării versantului stîng al barajului arcuit Kawamata (Japonia): *1* — diafragmă de distribuție a încărcărilor la versant; *2* — ancore tip Dywidag; *3* — ancore tip BBRV; *4* — zid de sprijin taluz aval.

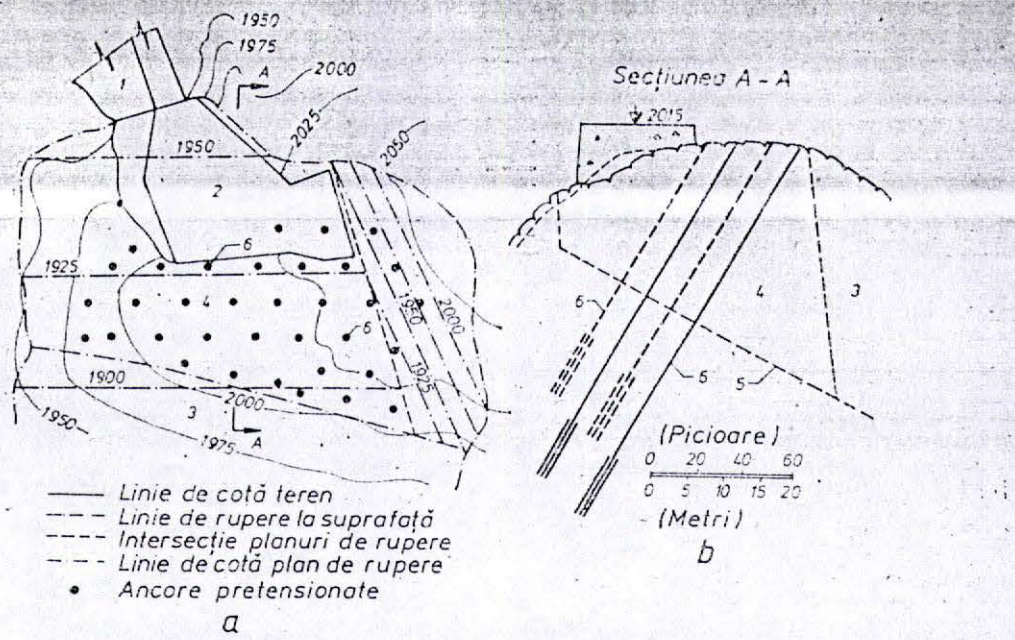


Fig. 2.52. Schema ancorării versantului stîng al barajului arcuit Pacoima (SUA) după cutremurul San Fernando din 9.02.1971 : *a* — vedere în plan ; *b* — secțiune într-un plan de ancorare ; *1* — corp baraj ; *2* — culee mal stîng ; *3* — masa alunecătoare *A* ; *4* — masa alunecătoare *B* ; *5* — planul de alunecare ; *6* — ancore pretensionate.

din rezistența ei la rupere. Fiecare ancoră a fost constituită din 6 părți legate între ele prin sisteme de cuplare speciale. Capătul de ancorare a fost etanșat cu un obturator și interspațiul umplut cu mortar injectat la presiunea de 5 at. Pretensionarea ancorelor a fost verificată și corectată la o lună după pretensionarea inițială după care forajele au fost umplute cu mortar pe întreaga lor lungime pentru protecția lor anticorozivă.

Ancorele BBRV s-au folosit pentru ancorarea piciorului zidului de sprijin al masivului taluzat din zona nașterilor aval mal stîng al barajului. Ancorele au fost introduse în foraje de 100 mm diametru.

Un exemplu de consolidare prin ancorare a unui versant care a suferit degradări provocate de cutremur se prezintă în figura 2.52. Barajul Pacoima SUA ($H = 113$ m) a fost solicitat în 1971 de un cutremur distrugător cu accelerația maximă orizontală de 1,2 g (g — accelerația gravitației). Pe lîngă alte deranjamente s-a identificat amorsarea alunecării unor importante mase de rocă de la versantul stîng. Deoarece producerea alunecării ar fi compromis culeea de la malul stîng al barajului și chiar barajul s-a luat decizia de consolidare a versantului prin injecții, drenaje și ancorare. În acest scop au fost executate 35 ancore pretensionate cu lungimea între 32,6 și 59,4 m. Ancorele au fost dispuse într-o rețea rectangulară așa cum se vede în figura 2.52, distanța dintre ele pe cele două direcții, fiind de 3,00 și respectiv 4, 0 m. Fiecare ancoră a fost tensionată cu 3,087 MN. Măsurile luate au condus la stabilizarea versantului.

BIBLIOGRAFIE

1. PRIȘCU, R. *Construcții hidrotehnice, vol. I, II.* Editura Didactică și Pedagogică, București, 1974.
2. GRIȘIN, M.M., ROZANOV, H.P. BELÎI, L.D. ș.a. *Betonîe plotinî na scalinîh osnovaniah.* Moskva, Stroiizdat, 1975.
3. MOISEEV, S., MOISEEV, I. *Camenno-zemlianie plotinî — Usnovî proectirovania i stroitelistva.* Moskva, Energhia, 1977.
4. LONDE, P. *Rock Mechanics and Dam Foundation Design.* Special Bulletin. ICOLD, Paris, 1982.
5. PEURIFOY, R. L. *Construction, Planning, Equipment and Methods.* Second Edition. Mc. Graw — Hill Book Company, New York, 1970.
6. * * * *Design of Gravity Dams.* Bureau of Reclamation. A Water Resources Technical Publication, Denver, Colorado, 1976.
7. PRIȘCU, R., BĂNCILĂ, I., TEODORESCU, A., FLEGONT, G. *La construction de deux barrages dans le flysh carpatique de Roumanie.* Dixième Congrès des Grands Barrages, Montreal, 1970.
8. FUJII, T. *Fault treatment at Nagawado dam.* Proceedings X-th International Congress of Large Dams, Q 37, Montreal, 1970.
9. BĂNCILĂ, I., ș.a. *Geologie inginerească, vol. II.* Ed. Tehnică, București, 1981.
10. WEYERMANN, W. J. *Rock Conditions improved through Pressure Grouting.* Publication by Rodio Group in collaboration with The Institute for Engineering Research Foundation Kollbrunner-Rodio, Zürich, 1977.
11. * * * *Retrospective an Swiss dam foundation treatment.* Proceedings 15-th International Congress of Large Dams, Q 58, R 12, Lausanne, 1985.
12. DIACON, AL., GEORGESCU, M. *Traitement du terrain de fondation en vue de la reduction des infiltrations et de la sous-pression chez quelques barrages de Roumanie.* Proceedings 15-th International Congress of Large Dams, Q 58, R 34, Lausanne, 1985.
13. POPOVICI, A., SUPROVICI, P. *Construcții Hidrotehnice, Aplicații volumul I.* Institutul de Construcții București, 1986.
14. SCHNEEBELI, G. *Les parois moulées dans le sol.* Technique de realisation. Méthodes de calcul. Editions Eyrolles, Paris, 1971.
15. * * * *Tehnologie cadru: Pereți de etanșare realizați cu instalația tip Kelly.* Trustul Antrepriză Generală de Construcții Hidrotehnice, IA 12, București, 1986.
16. * * * *Tehnologie cadru: Pereți de etanșare din gelbeton realizați cu excavator cu cupă inversă.* Trustul Antrepriză Generală de Construcții Hidroenergetice, IA 13, București, 1986.
18. UDRESCU, T., VASILIU, M. *Modul de dimensionare și alcătuire a digurilor amenajărilor hidroenergetice de joasă cădere.* Comunicări Simpozionul de diguri hidroenergetice, Vol. I., Institutul de Construcții București, 1981.
19. VASILIU, M. *Privire critică asupra etanșărilor de profunzime la diguri fundate pe straturi aluvionare.* Hidrotehnica nr. 12, 1984.
20. * * * *Cas de fondations exceptionnelles de barrages.* Proceedings 14-th International Congress of Large Dams, Q 53, R 56, Rio de Janeiro, 1982.
21. PIRCHER, W. *Influence of Geology and Geotechnics on the Design of Dams.* General Report Q 53. Proceedings 14-th International Congress of Large Dams, Rio de Janeiro, 1982.
22. HOBST, L, ZAJIC, J. *Ancorarea în roci* (traducere din limba cehă). Editura Tehnică, București, 1981.

3. APLICAREA METODEI ELEMENTELOR FINITE ÎN CALCULUL BARAJELOR

3.1. BAZELE METODEI ELEMENTELOR FINITE

Introducere. Metoda elementelor finite dublată de programe de calcul eficiente rulate pe calculatoare numerice cu performanțe ridicate dar și pe calculatoare personale a devenit în ultimele două decenii cea mai aplicată metodă numerică de calcul în inginerie. Metoda oferă soluții aproximative, dar pe deplin satisfăcătoare din punct de vedere ingineresc, în problemele mediilor continue care se pot formula sub formă variațională. Probleme dintre cele mai diverse și cu grade de complexitate care le fac inabordabile cu alte metode pot fi rezolvate prin metoda elementelor finite. Ea se aplică în cele mai diverse domenii ca mecanica structurilor (analize statice și dinamice), mecanica fluidelor (hidrodinamică) termodinamică, hidraulică subterană, aeroelasticitate, cîmpuri electrice etc. [1, 2, 3, 4, 5].

Metoda elementelor finite poate fi fundamentată matematic prin metode energetice sau metode reziduale. O formulare directă intuitivă, mai apropiată gîndirii inginerești este de asemenea posibilă și se prezintă pentru început la punctul următor.

Principiul de bază al metodei constă în fragmentarea mediului continuu într-un număr finit de elemente *unidimensionale* (bare), *bidimensionale* (suprafețe) sau *tridimensionale* (volume), cu geometrii standard mai simple care sînt interconectate în puncte nodale. Aceste elemente care fragmentează sistemul se numesc *elemente finite*, iar mediul continuu astfel aproximat se numește *mediu discretizat*.

În cîmpul elementelor finite se aleg funcții tip care descriu variația unor parametri. Aceste funcții sînt numite *funcții de interpolare, de formă* sau *de aproximare*. Elementele finite din analiza structurilor sînt construite practic în toate cazurile cu funcții de aproximare a deplasărilor din cîmpul elementelor. Ele exprimă deplasările în cîmp în funcție de deplasările nodale considerate necunoscute. Izolat au fost construite și elemente finite bazate pe aproximarea cîmpului deformațiilor, eforturilor sau elemente finite hibride în care funcțiile aproximează cîmpul deplasărilor și al eforturilor.

În punctele de interconectare între elemente, la noduri, se pun condițiile de continuitate a parametrilor descriși de funcțiile de interpolare. Aceste condiții exprimă simpla egalitate a parametrilor din diversele ele-

mente în nodurile comune, eventual și a derivatelor lor. Se pun condițiile de graniță și se exprimă vectorul încărcărilor nodale echivalente pe asamblajul de elemente finite. Prin rezolvarea sistemului de ecuații algebrice format prin parcurgerea etapelor de calcul descrise mai înainte se determină valorile nodale. Marele avantaj al variantei în elemente finite construite prin aproximarea cîmpului deplasărilor constă în faptul că sistemul algebric format este liniar.

În final se pot determina valori punctuale din cîmpul elementelor sau din noduri și pentru alți parametri pe baza relațiilor de legătură cu parametrii aleși inițial. În analize structurale acești noi parametri sînt deformațiile și eforturile.

Formularea directă bazată pe aproximarea cîmpului deplasărilor. Pentru exemplificare se prezintă analiza stării de eforturi plane în domeniul plan din figura 3.1. Domeniul este discretizat înelemente triunghiulare, un element fiind definit prin nodurile i, j, k.

Se consideră că deplasările din cîmpul unui element (u, v) sînt unic definite în funcție de deplasările nodale $(u_i, v_i, u_j, v_j, u_k, v_k)$.

Relația de legătură are aspectul:

$$\{u\} = [N]\ \{u_i\} \tag{3.1}$$

unde $[N]$ are semnificația unei matrice a funcțiilor de interpolare (de formă sau de aproximare).

În formă dezvoltată relația (3.1) se scrie:

$$\begin{Bmatrix} u(xy) \\ v(xy) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_i & 0 & N_j & 0 & N_k & 0 \\ 0 & N_i & 0 & N_j & 0 & N_k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ u_k \\ v_k \end{Bmatrix} \tag{3.2}$$

Condiția ca relația (3.2) să fie îndeplinită în nodurile i, j, k, conduce la următoarele restricții pentru funcțiile de formă N_i, N_j, N_k:

$$\begin{array}{lll} N_i(x_i, y_i) = 1 & N_j(x_i, y_i) = 0 & N_k(x_i, y_i) = 0 \\ N_i(x_j, y_j) = 0 & N_j(x_j, y_j) = 1 & N_k(x_j, y_j) = 0 \\ N_i(x_k, y_k) = 0 & N_j(x_k, y_k) = 0 & N_k(x_k, y_k) = 1 \end{array} \tag{3.3}$$

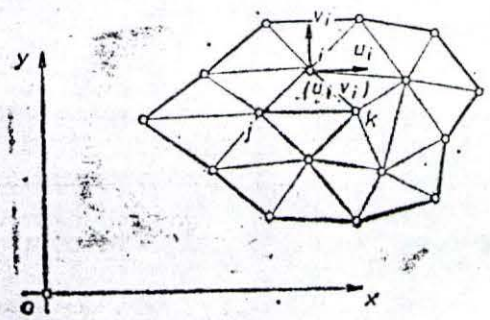


Fig. 3.1 — Problemă de stare plană de eforturi rezolvată prin metoda elementelor finite.

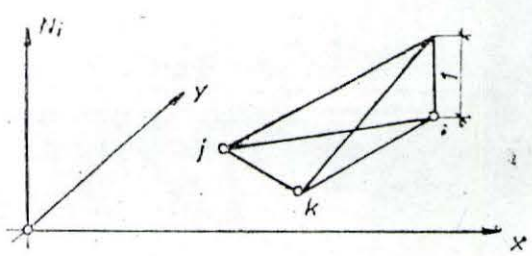


Fig. 3.2 — Reprezentarea grafică a funcției de formă N_i.

Pe de altă parte exprimarea deplasărilor din cîmp în funcție de cele 6 deplasări nodale, conduce la restricția că u, v pot fi exprimați în funcție de 6 parametri independenți, cel mai simplu sub formă polinomială:

$$u(xy) = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y$$
$$v(xy) = \alpha_4 + \alpha_5 x + \alpha_6 y \tag{3.4}$$

În baza expresiilor (3.3), (3.4) rezultă că valorile funcției N_i se pot obține prin interpolare liniară între valorile nodale cunoscute (fig. 3.2), analog N_j și N_k.

În condițiile cînd deplasările din toate punctele elementului sînt cunoscute pot fi determinate deformațiile din orice punct.

În formă matriceală relația de legătură între deformații și deplasări are aspectul:

$$\{\varepsilon\} = [L]\ \{u\} \tag{3.5}$$

unde $[L]$ este un operator liniar corespunzător.

Substituind pe $\{u\}$ conform relației (3.1) se obține:

$$\{\varepsilon\} = [L]\ [N]\ \{u_i\} = [B]\ \{u_i\} \tag{3.6}$$

Pentru cazul analizat al stării plane de efort expresia (3.6) devine:

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial Ni}{\partial x} & 0 & \frac{\partial Nj}{\partial x} & 0 & \frac{\partial Nk}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial Ni}{\partial y} & 0 & \frac{\partial Nj}{\partial y} & 0 & \frac{\partial Nk}{\partial y} \\ \frac{\partial Ni}{\partial y} & \frac{\partial Ni}{\partial x} & \frac{\partial Nj}{\partial y} & \frac{\partial Nj}{\partial x} & \frac{\partial Nk}{\partial y} & \frac{\partial Nk}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ u_k \\ v_k \end{Bmatrix} \tag{3.7}$$

Cu funcțiile de formă N_i, N_j, N_k deja cunoscute, matricea $[B]$ se obține fără dificultate. Dacă funcțiile de formă sînt liniare deformațiile sînt constante în cîmpul elementului.

În materialul din element pot exista o stare de deformație inițială $\{\varepsilon_0\}$ sau o stare de eforturi reziduale inițiale $\{\sigma_0\}$. Atunci starea de eforturi $\{\sigma\}$ va fi cauzată de diferența între deformațiile reale și cele inițiale. În ipoteza comportării elastice, relația între deformații și eforturi este liniară și are forma:

$$\{\sigma\} = [D]\ \{\varepsilon - \varepsilon_0\} + \{\sigma_0\} \tag{3.8}$$

unde $\{\sigma\}^T = \{\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}\}$ și $[D]$ este matricea elastică conținînd proprietățile corespunzătoare ale materialului.

În ipoteza unui material liniar elastic izotrop în starea plană de efort după prelucrarea relațiilor din teoria elasticității între deformații și eforturi se obține:

$$[D] = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \tag{3.9}$$

unde E este modulul de elasticitate al materialului și ν coeficientul Poisson.

Forțele nodale echivalente pe element $\{q_{el}\}$ definesc forțele nodale care sînt echivalente static la solicitările pe graniță și încărcările distribuite (masice) din element. Vectorul forțelor nodale echivalente este ordonat conform deplasărilor nodale corespondente avînd aceeași dimensiune.

Forțele masice $\{b\}$ sînt definite pe unitatea de volum de material în cadrul elementului pe direcțiile corespunzătoare deplasărilor $\{u\}$ din acel punct.

În cazul particular analizat (vezi fig. 3.1):

$$\{q_{el}\} = \begin{Bmatrix} U_i \\ V_i \\ U_j \\ V_j \\ U_k \\ V_k \end{Bmatrix} \tag{3.10}$$

Forțele masice pe unitatea de volum din element se scriu:

$$\{b\} = \begin{Bmatrix} b_x \\ b_y \end{Bmatrix} \tag{3.11}$$

unde b_x, b_y sînt forțele masice specifice pe cele două direcții ale sistemului global.

Cel mai simplu procedeu de a face forțele nodale echivalente static cu încărcările distribuite și eforturile pe graniță constă în impunerea unor deplasări nodale virtuale compatibile cu legăturile elementului și egalarea lucrului mecanic extern și intern făcut de diferitele forțe și eforturi pe durata deplasării.

Se consideră deplasarea virtuală a nodurilor $\{\delta u_i\}$. Atunci deplasările și deformațiile în cîmpul elementului conform relațiilor (3.1) și (3.6) vor fi $\{\delta u\} = [N]\ \{\delta u_i\}$ și respectiv $\{\delta \varepsilon\} = [B]\ \{\delta u_i\}$.

Lucrul mecanic al forțelor nodale este egal cu suma produselor forțelor nodale componente ori deplasările lor nodale corespondente $\{\delta u_i\}^T\ \{q_{el}\}$. Similar, lucrul mecanic intern pe unitatea de volum al eforturilor și încărcărilor distribuite are expresia $\{\delta \varepsilon\}^T\ \{\sigma\} - \{\delta u\}^T\ \{b\}$ sau $\{\delta u_i\}^T\ ([B]^T\ \{\sigma\} - [N]^T\ \{b\})$.

Egalînd lucrul mecanic extern și intern obținut prin integrarea pe întreg volumul elementului se obține:

$$\{\delta u_i\}^T\ \{q_{el}\} = \{\delta u_i\}^T \left(\int_{V.el.} [B]^T\ \{\sigma\}\ dv - \int_{V.el.} [N]^T\ \{b\}\ dv \right) \tag{3.12}$$

Relația (3.12) este valabilă pentru orice deplasare virtuală compatibilă cu legăturile elementului. Atunci:

$$\{q_{el}\} = \int_{V.el.} [B]^T\ \{\sigma\}\ dv - \int_{V.el.} [N]^T\ \{b\}\ dv \tag{3.13}$$

În expresia (3.13) nu s-a introdus nici o restricție asupra relației deformații-eforturi. Particularizînd pentru cazul liniar-elastic, corespunzător exemplului analizat (3.8) se obține:

$$\{q_{el}\} = [k]\ \{u_i\} + \{f_i\} \tag{3.14}$$

unde $[k] = \int_{V.el.} [B]^T\ [D]\ [B]\ dv$ (3.15)

este matricea de rigiditate a elementului și

$$\{f_i\} = \int_{V.el.} [N]^T\ \{b\}\ dv - \int_{V.el.} [B]^T\ [D]\ \{\varepsilon_0\}\ dv + \int_{V.el.} [B]^T\ \{\sigma_0\}\ dv \tag{3.16 a}$$

În relația (3.16 a) cei trei termeni reprezintă forțele datorate încărcărilor masice, deformațiilor inițiale și respectiv eforturilor inițiale.

O problemă specifică există cu elementele care au granițe care fac parte din granița sistemului, pe care se aplică încărcări exterioare distribuite. Se consideră de exemplu încărcarea $\{\bar{t}\}$ pe unitatea de arie de graniță a unui asemenea element. Atunci în relația (3.12) trebuie adăugat lucrul mecanic virtual produs pe această încărcare:

$$\int_{S.el.} [N]^T\ \{\bar{t}\}\ ds \tag{3.16 b}$$

unde $\{\bar{t}\} = \begin{Bmatrix} t_x \\ t_y \end{Bmatrix}$ corespunde proiecțiilor încărcării pe cele două direcții ale sistemului global.

În cele prezentate mai înainte principiul lucrului mecanic virtual a fost aplicat la un singur element și conceptul forțelor nodale echivalente a fost restrîns. În continuare se extinde acest concept la întregul sistem.

În general există forțe concentrate externe care se repartizează la noduri, adăugîndu-se vectorilor $\{q_{el}\}$ corespunzători elementelor din sistem. Se consideră că în vectorul $\{r\}$ s-au exprimat în ordinea gradelor de libertate nodale ale sistemului atît contribuțiile provenind din vectorii $\{q_{el}\}$ cît și din forțele concentrate externe:

$$\{r\} = \begin{Bmatrix} r_1 \\ r_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ r_n \end{Bmatrix} \tag{3.17}$$

unde n corespunde cu numărul total de deplasări nodale (translații, rotiri) ale sistemului.

Relația (3.1) considerată extinsă la întregul sistem are aspectul:

$$\{u\} = [\bar{N}]\{u_i\} \tag{3.18}$$

unde $\{u_i\}$ cuprinde toate deplasările nodale ale sistemului în formă ordonată. În matricea funcțiilor de formă $[\bar{N}]$ termenii N_i sînt egali cu $[N]$

(vezi 3.1) pentru deplasările nodurilor asociate elementului în care se calculează $\{u\}$ și zero pentru celelalte.

Reluînd la nivelul sistemului raționamentul descris pentru un element, pentru orice deplasare virtuală $\{\delta u_i\}$ a sistemului, egalitatea lucrului mecanic intern și extern pe întreg domeniul are forma:

$$\{\delta u_i\}^T \{r\} = -\int_V \{\delta u\}^T \{b\}\, dv - \int_S \{\delta u\}^T \{\bar{t}\}\, ds + \int_V \{\delta\varepsilon\}^T \{\sigma\}\, dv \quad (3.19)$$

După substituții se obține o relație similară cu (3.14):

$$[K]\{u_i\} + \{f\} = \{r\} \quad (3.20.)$$

$$\text{unde } [K] = \int_V [B]^T [D] [B]\, dv \quad (3.21)$$

$$\text{și } \{f\} = -\int_V [N]^T \{b\} dv - \int_S [N]^T \{\bar{t}\}\, ds - \int_V [B]^T [D] \{\varepsilon_0\}\, dv + \int_V [B]^T \{\sigma_0\}\, dv \quad (3.22)$$

În relațiile (3.21) (3.22) matricea $[B]$ este acum definită pe întreg sistemul, iar integralele se referă la tot volumul lui, V. Matricea de rigiditate a sistemului $[K]$ are numărul de linii și coloane egal cu numărul total de deplasări nodale ale sistemului (n). Aceeași constatare este valabilă pentru numărul de linii ale vectorului $\{f\}$.

În baza proprietății că o integrală definită pe un domeniu, (volum, suprafață etc.) este identică cu suma integralelor pe subdomeniile care alcătuiesc domeniul (în cazul analizat elementele finite):

$$\int_V (\,)\, dv = \sum \int_{V.el.} (\,)\, dv \quad (3.23)$$

rezultă că:

$$[K] = \sum_1^n {}_i\, [k_{el,i}] \text{ și } \{f\} = \sum_1^n {}_i\, \{f_i\} \quad (3.24)$$

Relațiile (3.24) conduc la concluzia că matricea $[K]$ se obține prin simpla adunare poziționată după numerotarea gradelor de libertate nodale (i) a matricilor de rigiditate ale elementelor $[k_{el}]$. În mod similar se obține vectorul $\{f\}$.

Dacă se notează:

$$\{R\} = \{r\} - \{f\} \quad (3.25)$$

se obține:

$$[K]\{u_i\} = \{R\} \quad (3.26)$$

care reprezintă forma cea mai uzuală de scriere a sistemului de bază pentru analize structurale în metoda elementelor finite bazată pe aproximarea cîmpului deplasărilor.

În încheiere la acest punct mai sînt necesare două precizări:

— Considerarea lucrului mecanic virtual pe întregul sistem și egalarea lui cu suma constribuțiilor elementelor presupune că între elementele adiacente sînt excluse discontinuitățile, adică în întregul sistem există continuitatea deplasărilor. Dacă se dezvoltă o discontinuitate atunci în expresia lucrului mecanic virtual ar trebui adăugat un termen egal cu lucrul mecanic al eforturilor care au produs separarea.

— Principiul deplasărilor nodale virtuale în forma prezentată exprimă de fapt satisfacerea condițiilor de echilibru pe elemente în cadrul limitelor stabilite prin deplasările tip presupuse. Condițiile de echilibru ar fi asigurate în totalitate numai dacă egalitatea între lucrul mecanic virtual intern și extern ar exista pentru orice fel de deplasări, restricțiile fiind limitate numai la condițiile de graniță (legături cu terenul). Creșterea numărului de parametri independenți $\{u_i\}$, relația (3.25), conduce la aproximarea tot mai bună a condițiilor de echilibru totale ale sistemului discretizat.

Formularea variațională exemplificată pentru curgeri staționare în medii poroase. Principiul lucrului mecanic virtual așa cum a fost scris în expresia (3.19) poate fi reluat într-o formă diferită considerînd cantitățile virtuale $\{\delta u_i\}$, $\{\delta u\}$ și $\{\delta\varepsilon\}$ ca niște variații sau diferențiale ale unor cantități reale. Astfel de exemplu, primii doi termeni din relația (3.19) formează energia potențială a încărcărilor externe (W):

$$\delta(\{u_i\}^T\{r\} + \{u\}^T\{b\}) = \delta W \tag{3.27}$$

Ultimul termen al relației (3.19), corespunde pentru anumite materiale energiei de deformație a sistemului (U):

$$\int_V \{\delta\varepsilon\}^T\{\sigma\}\,dv = \delta U \tag{3.28}$$

Astfel ecuația (3.19) poate fi scrisă simplu:

$$\delta(U + W) = \delta(\pi) = 0 \tag{3.29}$$

unde cantitatea π este numită energia potențială totală.

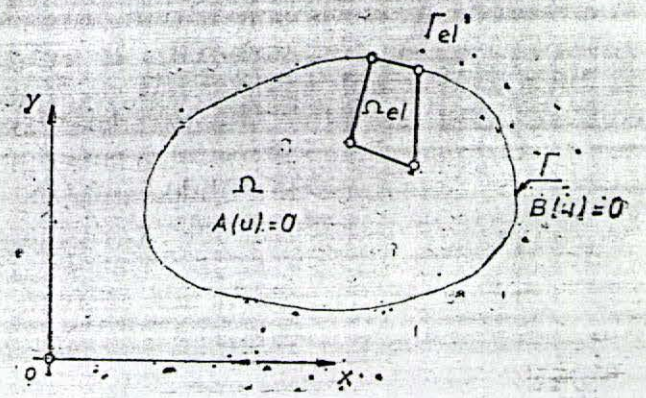
În conformitate cu relația (3.29) pentru ca echilibrul să fie asigurat trebuie ca energia potențială totală să fie staționară pentru variații compatibile ale deplasărilor. Se demonstrează că în cazul sistemelor cu comportare elastică, energia potențială totală nu este numai staționară dar și minimă.

O formulare variațională presupune stabilirea unei cantități scalare (funcționala) π care este definită sub formă integrală:

$$\pi = \int_\Omega F\left(u, \frac{\partial}{\partial x}u, \ldots\right)d\Omega + \int_\Gamma E\left(u, \frac{\partial}{\partial x}u, \ldots\right)d\Gamma \tag{3.30}$$

unde u este funcția necunoscută iar F și E operatori diferențiali specifici. Spre exemplu prima integrală din (3.30) poate corespunde satisfacerii unor condiții $A(u) = 0$ în domeniul Ω, iar cea de a doua integrală satisfacerii unor condiții $B(u) = 0$ pe granița Γ a domeniului (fig. 3.3). În această formulare problema se generalizează pentru diverse cazuri de medii con-

Fig. 3.3 — Problema unui mediu continuu Ω cu granița Γ.



tinue. Funcția necunoscută u poate fi potențialul vitezelor în probleme de mișcări potențiale, vectorul deplasărilor în probleme de analize structurale etc.

Soluția unei probleme de mediu continuu este o funcție u care face funcționala π staționară pentru variații mici δu ale funcției (vezi relația 3.29)

$$\delta\pi = \int_{\Omega} \delta u^T A(u)\, d\Omega + \int_{\Gamma} \delta u^T B(u)\, d\Gamma = 0 \tag{3.31}$$

Deoarece în multe cazuri găsirea funcției u este extrem de dificilă, sau chiar imposibilă, se caută soluții aproximative de forma:

$$u \simeq \Sigma N_i\, a_i \tag{3.32}$$

unde N_i sînt funcții de aproximare iar a_i parametri independenți.

În conformitate cu relația (3.32) funcționala π depinde numai de parametrii independenți a_i. Prin substituția lui (3.32) în (3.30) și diferențiere se obține:

$$\delta\pi = \frac{\partial\pi}{\partial a_1}\delta a_1 + \frac{\partial\pi}{\partial a_2}\delta a_2 + \frac{\partial\pi}{\partial a_3}\delta a_3 + \ldots = \frac{\partial\pi}{\partial a}\delta a \tag{3.33}$$

Condiția de staționară a funcției π ($\delta\pi = 0$) pentru orice variații δa conduce la sistemul de ecuații:

$$\frac{\partial\pi}{\partial a} = \begin{Bmatrix} \dfrac{\partial\pi}{\partial a_1} \\ \dfrac{\partial\pi}{\partial a_2} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \dfrac{\partial\pi}{\partial a_n} \end{Bmatrix} = 0 \tag{3.34}$$

a cărui parametri a_i, determinați prin rezolvarea sistemului, constituie soluția problemei.

Procedeul descris mai înainte este cunoscut de multă vreme sub denumirea de metoda Rayleigh-Ritz. În acest procedeu relațiile (3.32) se referă la întreg domeniul analizat (Ω) și matricea coeficienților sistemului de ecuații (3.34) este plină. În metoda elementelor finite, domeniul Ω se fragmentează în subdomenii tip (elemente finite, Ω_{el}, fig. 3.3), iar relația (3.32) se extinde numai pe un subdomeniu tip. În acest fel un parametru nodal influențează numai elementele adiacente, iar matricea coeficienților sistemului (3.34) rezultă săracă în termeni extradiagonali, putînd fi reprezentată sub formă de matrice cu bandă îngustă.

Funcționala π (vezi relația 3.30), în cazul discretizării în elemente finite, se scrie ca o sumă de integrale definite pe fiecare din elementele finite ale asamblajului:

$$\pi = \sum_{e=1}^{n} \left(\int_{el} F \, d\Omega + \int_{\Gamma_{el}} E \, d\Gamma \right) \tag{3.35}$$

unde Ω_{el} este domeniul fiecărui element și Γ_{el} — granița elementului ca parte din granița domeniului.

Dacă funcționala π este pătratică, adică funcția u și derivatele ei nu depășesc puterea doi, atunci sistemul (3.34) se reduce la un sistem algebric liniar de tipul (3.26):

$$\frac{\partial \pi}{\partial a} = [K] \{a\} + \{f\} = 0 \tag{3.36}$$

Se poate demonstra că matricea $[K]$ este totdeauna simetrică.

Dificultatea aplicării elementelor finite în formulări variaționale constă în găsirea funcționalei π care satisface problema. Uneori funcționala π are semnificație fizică: energia potențială totală (vezi relația 3.29) în cazul analizelor structurale (sisteme mecanice în echlibru), pierderile de energie în curgerile vîscoase etc. Totuși sînt probleme de medii continue cu ecuații diferențiale bine definite pentru care nu s-au elaborat formulări variaționale datorită necunoașterii funcționalei π.

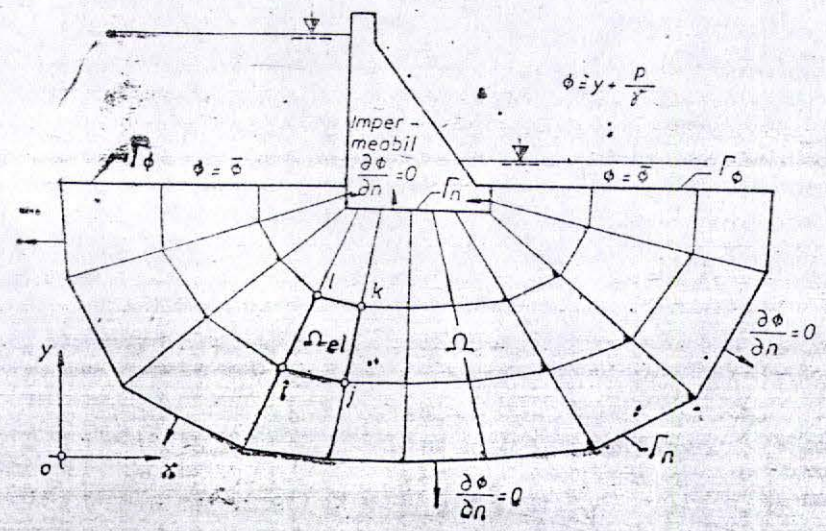


Fig. 3.4 — Schemă de calcul al infiltrațiilor prin terenul de fundare al unui baraj.

Pentru exemplificare se consideră problema curgerii plane prin terenul de fundare considerat ca mediu poros al unui baraj (fig. 3.4). Ecuația care guvernează curgerea în regim permanent a unui lichid incompresibil printr-un teren cu permeabilitate ortotropă rezultă din combinarea ecuației Darcy cu ecuația de continuitate:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial \varnothing}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial \varnothing}{\partial y}\right) = \tag{3.37}$$

unde $\varnothing$ este funcția de potențial a vitezelor $\left(v_x = -k_x \frac{\partial \varnothing}{\partial x}, v_y = -k_y \frac{\partial \varnothing}{\partial y}\right)$ iar k_x și k_y, coeficienții de permeabilitate pe direcția x și respectiv y.

Pe granița domeniului discretizat în elemente finite patrulatere se consideră următoarele condiții (fig. 3.4):

$$\varnothing = \overline{\varnothing} \text{ pe } \Gamma \tag{3.38}$$

$$\text{și } \frac{\partial \varnothing}{\partial n} = 0 \text{ pe } \Gamma_n \tag{3.39}$$

Condiția (3.39) înseamnă că Γ_n constituie o linie de curent (prin alegerea corespunzătoare a conturului domeniului).

Se aleg ca necunoscute valorile nodale (scalari) ale funcției de potențial al vitezelor $\{\varnothing_i\}$. Pentru un element i, j, k, l valorile în cîmpul elementului ale funcției $\varnothing$ se exprimă cu relația:

$$\varnothing_{el}(xy) = N_i(xy)\varnothing_i + N_j(xy)\varnothing_j + N_k(xy)\varnothing_k + N_l(xy)\varnothing_l = \sum_1^4{}_i N_i \varnothing_i \tag{3.40}$$

unde N_i sînt funcțiile de aproximare, iar $\varnothing_i \ldots \varnothing_l$ valorile necunoscute ale funcției de potențial al vitezelor în nodurile elementului.

Se consideră că funcționala π asociată ecuației (3.37) și condiției de graniță (3.39) are exeprsia [1];

$$\pi = \int_\Omega \left[\frac{1}{2} k_x \left(\frac{\partial \varnothing}{\partial x}\right)^2 + \frac{1}{2} k_y \left(\frac{\partial \varnothing}{\partial_y}\right)^2\right] d\Omega - \int_{\Gamma_n} \overline{q}\, \varnothing d\Gamma \tag{3.41}$$

unde $\overline{q}$ are semnificația debitului infiltrat pe granița Γ_n. În cazul particular studiat cu Γ_n linie de curent, $\overline{q} \equiv 0$. Condiția (3.38) se va introduce direct în sistemul algebric de ecuații din care se determină $\{\varnothing_i\}$.

Diferențiind și integrînd prin părți se poate demonstra că funcționala π corespunde problemei studiate [1].

În expresia (3.41) aferentă succesiv fiecărui element se înlocuiește $\varnothing_{el}$ conform (3.40). Funcționala pe întreg domeniul se obține prin simpla

adunare a funcționalelor elementelor finite în care a fost discretizat domeniul. În final se obține:

$$\pi = \sum_{elem} \int_{\Omega_{el}} \frac{1}{2} k_x \left(\sum_i \frac{\partial N_i}{\partial x} \varnothing_i \right)^2 \mathrm{d}\Omega + \sum_{elem} \int_{\Omega_{el}} \frac{1}{2} k_y \left(\sum_i \frac{\partial N_i}{\partial y} \varnothing_i \right)^2 \mathrm{d}\Omega -$$

$$- \sum_{elem} \int_{\Gamma_{n,el}} \bar{q} \sum_i N_i \varnothing_i \, \mathrm{d}\Gamma \tag{3.42}$$

În (3.42), funcționala π depinde numai de valorile nodale ale funcției de potențial al vitezelor $\{\varnothing_i\}$. Diferențiind în raport cu un parametru tipic $\varnothing_j$ se obține:

$$\frac{\partial \pi}{\partial \varnothing_j} = \sum_{elem} \int_{\Omega_{el}} k_x \left(\sum_i \frac{\partial N_i}{\partial x} \varnothing_i \right) \frac{\partial N_j}{\partial x} \mathrm{d}\Omega + \sum_{elem} \int_{\Omega_{el}} k_y \left(\sum_i \frac{\partial N_i}{\partial y} \varnothing_i \right) \frac{\partial N_j}{\partial y} \mathrm{d}\Omega -$$

$$- \sum_{elem} \int_{\Gamma_{n,el}} \bar{q} \, N_j \, \mathrm{d}\Gamma \tag{3.43}$$

În final după diferențierile succesive se obține un sistem algebric liniar de forma:

$$[K] \{\varnothing_i\} + \{f_i\} = 0 \tag{3.44}$$

unde $[K]$ are semnificația matricei de infiltrație a sistemului și $\{f_i\}$ vectorul vitezelor nodale pe granița Γ_n.

$$K_{ij} = K_{ji} = \sum_{elem} \int_{\Omega_{el}} \left(k_x \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial y} + k_y \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial N_j}{\partial x} \right) \mathrm{d}\Omega \tag{3.45}$$

$$f_i = \sum_{elem} \int_{\Gamma_{n,el}} \bar{q} \, N_i \, \mathrm{d}\Gamma \tag{3.46}$$

În cazul considerat cu Γ_n linie de curent vectorul $\{f_i\} \equiv 0$. Totuși sistemul (3.44) nu devine omogen pentru că în el se introduc valorile impuse ale funcției de potențial în nodurile de pe granița $\Gamma_{\varnothing}$. Dacă în nodul m de pe $\Gamma_{\varnothing}$ funcția de potențial este $\overline{\varnothing}$ ecuația atașată sistemului (3.44) are forma:

$$\bar{k} \varnothing_m = \bar{k} \, \overline{\varnothing}_m \tag{3.47}$$

unde $\bar{k}$ este un număr arbitrar, care trebuie ales cu cîteva ordine de mărime mai mare decît cel mai mare termen diagonal din matricea $[K]$, pentru ca prin rezolvarea sistemului (3.44) să se obțină $\varnothing_m \simeq \overline{\varnothing}_m$. Ecuația (3.47) se adună cu ecuația aferentă necunoscutei $\varnothing_m$ din sistemul (3.44).

După aflarea valorilor nodale ale funcției de potențial al vitezelor $\{\varnothing_i\}$ cu relația (3.40) se pot determina valorile funcției în orice punct din cîmpul elementelor precum și alți parametri (viteze de infiltrații, debite infiltrate/exfiltrate) cu relațiile clasice din hidraulică.

Criterii pentru alegerea funcțiilor de interpolare. Alegerea funcțiilor de interpolare nu se poate face arbitrar deoarece ele trebuie să asigure convergența către soluția exactă a soluției aproximative pe care o furnizează. După cum s-a arătat mai înainte, funcțiile de interpolare aproximează

variația reală a funcției necunoscute (deplasare, potențial al vitezelor, temperatură etc.), prin variații locale în cîmpul elementelor în funcție de valorile ei nodale. Desigur, funcțiile de interpolare trebuie astfel alese încît să modeleze cît mai exact posibil variațiile funcției necunoscute. În acest sens au fost stabilite mai multe criterii asupra alegerii funcțiilor de interpolare, care se prezintă în continuare pe scurt pentru cazul aproximării deplasărilor.

Criteriul 1. Funcțiile de interpolare trebuie să nu permită producerea de deformații specifice în element atunci cînd deplasările nodurilor corespund unei mișcări de corp rigid.

Criteriul 2. Funcțiile de interpolare trebuie să conducă la deformații specifice constante în cîmpul elementului atunci cînd deplasările nodurilor corespund unei stări de deformație specifică constantă. Acest criteriu formulat de Bazeley și alții în 1965 [1] include ca un caz particular și criteriul 1.

Criteriul 3. Funcțiile de interpolare trebuie să conducă la deformații finite pe laturile adiacente dintre elemente (chiar dacă sînt nedeterminate). Acest criteriu implică o anumită continuitate a deplasărilor între elemente. În cazul problemelor plane de elasticitate, deformațiile specifice se exprimă prin derivatele de ordinul întîi ale deplasărilor și este suficientă numai continuitatea deplasărilor între elemente. În problemele de încovoiere a plăcilor plane sau curbe deformațiile specifice sînt definite prin derivatele de ordinul doi ale deplasărilor. În asemenea probleme pe lîngă continuitatea deplasărilor trebuie asigurată continuitatea între elemente a derivatelor de ordinul întîi ale deplasărilor.

Pentru a asigura convergența soluțiilor, funcțiile de interpolare trebuie să satisfacă de asemenea:

— condiția de compatibilitate care necesită continuitatea de clasă C^{k-1} pe laturile adiacente ale elementelor finite;

— condiția de completitudine care presupune că în interiorul elementelor este asigurată o continuitate de clasă C^k.

Indicele k, din formulările de mai înainte, corespunde cu ordinul derivatelor care apar în expresia de sub integrală a funcționalei asociate poblemei studiate.

Problemele care pot fi modelate cu ecuații diferențiale armonice ($\nabla^2 u = 0$) în care se încadrează frecvent cele care apar în calculul barajelor (stări de efort în plan sau în structuri masive, infiltrații, propagări de temperatură etc.) sînt de clasă C^0, adică necesită îndeplinirea continuității lui u pe laturile adiacente ale elenentelor finite. Elementele finite au ca necunoscute valorile funcției în noduri.

Problemele reprezentate prin ecuații diferențiale biarmonice ($\nabla^4 u$) cum sînt cele de încovoiere în plăcile plane sau curbe sînt de clasă C^1, adică necesită îndeplinirea continuității atît a lui u cît și a derivatei sale de ordinul întîi $\frac{\partial u}{\partial n}$ de-a lungul laturilor adiacente ale elementelor finite. În acest caz elementele finite au ca necunoscute nodale atît valorile funcției cît și ale derivatelor ei de ordinul întîi.

În practică se preferă utilizarea unor elemente finite simple, pentru a reduce volumul calculelor. Ca funcții de aproximare se folosesc aproape în exclusivitate funcțiile polinomiale complete și incomplete, deoarece acestea

sînt ușor de derivat și integrat. Polinoamele de aproximare trebuie să satisfacă condițiile de compatibilitate, de completitudine și să asigure izotropia geometrică, adică să nu se modifice la o transformare liniară a sistemului de axe de coordonate în alt sistem.

Structura unui program de calcul în elemente finite. Programele de calcul în elemente finite cuprind două părți de bază: modulul de date de intrare (preprocesor) și modulul de rezolvare și de scoatere a rezultatelor (post procesor).

În practică fiecare din aceste module poate fi conceput foarte complex, dar etapele principale de calcul se păstrează identice. O schemă bloc simplificată a unui program pentru analize statice structurale este ilustrată în figura 3.5. Extinderea ei și pentru alte tipuri de probleme tratate cu elemente finite nu necesită modificări esențiale.

Programele de calcul în elemente finite sînt caracterizate de procesarea unui volum foarte mare de date, ceea ce impune de obicei folosirea memoriei periferice pe lîngă cea operativă. La rîndul ei memoria operativă este alocată dinamic, folosindu-se aceiași memorie pentru procesarea unor diverse date pe parcursul calculelor.

În obținerea unor rezultate corecte prin aplicarea numeroaselor programe de calcul în elemente finite care sînt în prezent disponibile, un rol esențial are alegerea în vederea folosirii a unui sau unor tipuri de elemente finite care corespund problemei studiate. Modul de discretizare în elemente finite a domeniului studiat este de asemenea important pentru precizia

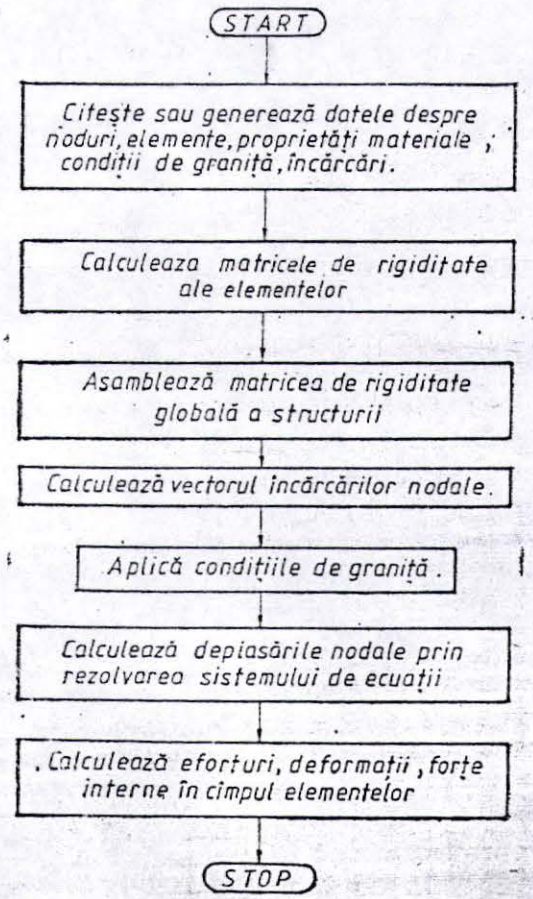


Fig. 3.5 — Schemă bloc a unui program de calcul în elemente finite pentru analize structurale.

rezultatelor. Finețea de discretizare trebuie crescută în cazul elementelor finite construite cu funcții de interpolare simple, de tip liniar, mai ales în zonele de gradienți mari ale parametrilor căutați. Elementele finite vor fi bine proporționate, prin limitarea raportului între lungimile laturii celei mai mari și celei mai mici. De asemenea, ele vor fi de suprafețe (lungimi, volume) comparabile pentru a evita distorsiuni prea mari în matricea de rigiditate a ansamblului, care influențează negativ precizia calculului numeric.

Pentru exemplificare în figura 3.6 este prezentată o schemă simplă de discretizare cu elemente finite patrulatere plane (PLANE) în acord cu programul SAP-IV [7], a secțiunii transversale a unui baraj de greutate. În continuare, folosind exemplul din figura 3.6 *a* se vor face unele scurte referiri asupra modului de organizare a acestui program aplicat foarte frecvent în analiza liniară statică și dinamică a structurilor.

Datele despre noduri cuprinzînd numărul nodului, gradele de libertate în nod (translații, rotiri), coordonatele lui, temperatura în nod, pot fi citite sau generate automat prin program. În matricea ID sînt stocate datele privind gradele de libertate nodale în codificarea: 0 — deplasare liberă, 1 — deplasare blocată. În cazul cel mai general în fiecare nod pot exista maximum 6 grade de libertate în spațiu (3 translații și 3 rotiri) (fig. 3.6,*b*). Matricea ID în etapa următoare de calcul este utilizată pentru stocarea numerotării ecuațiilor (fig. 3.6,*c*). În acest sens fiecărui grad de libertate activ, în ordinea crescătoare a numerotării nodurilor, i se atribuie un număr 1, 2, ... n, unde n este egal cu numărul total de grade de libertate a sistemului discretizat.

În numerotarea nodurilor se va urmări ca în cadrul aceluiași element diferența între numerele cel mai mare și cel mai mic corespunzătoare nodurilor cu deplasări libere ale elementului să fie minimă. Lățimea semibenzii (LB) a sistemului $[K]\{u\} = \{R\}$ care furnizează deplasările nodale se

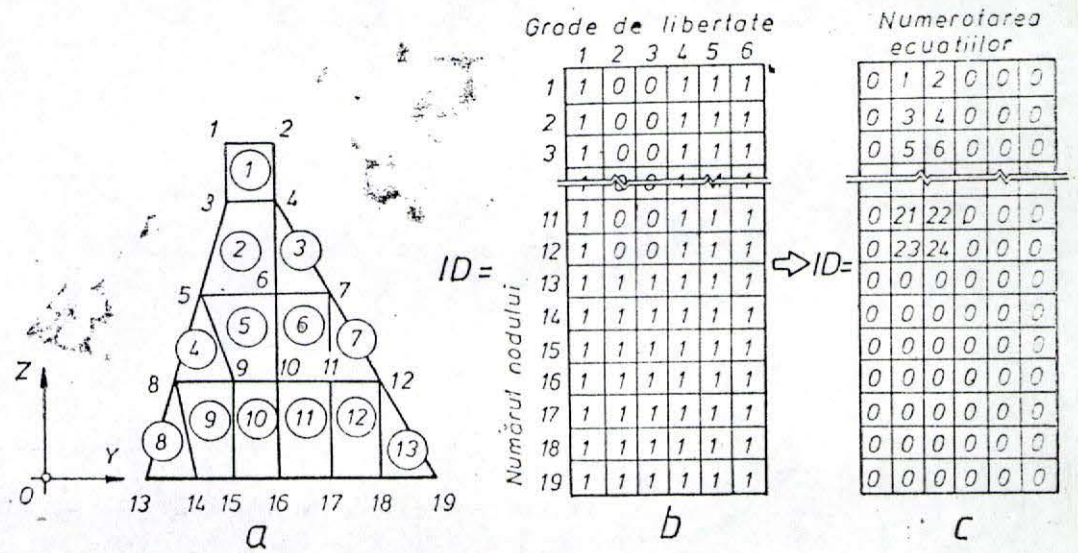


Fig. 3.6 — Schemă de discretizare în elemente finite (*a*) și matricea de stocare a datelor asupra gradelor de libertate nodale (*b*) folosită apoi pentru stocarea numerotării ecuațiilor (*c*).

calculează din diferența între numărul maxim (NM) și minim (Nm) din numerotarea nodurilor unui element:

$$LB = GLN[1 + (NM - Nm)] \tag{3.48}$$

unde GLN corespunde numărului de grade de libertate într-un nod. Reducerea lățimii semibenzii sistemului conduce la reducerea memoriei necesare pentru stocarea matricii $[K]$ sub formă de matrice bandă și a timpului de rezolvare a sistemului.

Calculul matricilor de rigiditate ale elementelor se face conform relației (3.15):

$$[k] = \int_{Vel} [B]^T [D] [B] \, dv \tag{3.49}$$

unde matricea $[B]$ conține derivatele funcțiilor de aproximare, iar $[D]$ proprietățile materialului. Cu excepția elementului triunghiular liniar pentru care există formulări analitice, matricea $[k]$ se determină prin integrarea numerică Gauss a relației (3.49). În programele SAP, și în mod uzual, integrarea se face într-un sistem local de coordonate naturale ale elementului după aplicarea unei transformări prin care elementul capătă o formă simplă de pătrat în plan sau cub în spațiu (element izoparametric) (fig. 3.7). Acest artificiu are avantaje importante datorită simplificării integrării numerice.

Matricea de rigiditate $[k]$ a unui element are dimensiunile egale cu numărul total de grade de libertate ale nodurilor elementului (n_{el}). În exemplul analizat $n_{el} = 8$. Fiecărui element i se atașează un vector de conexiuni (LM) (fig. 3.8). în care se specifică numerele ecuațiilor în care elementul are contribuții în matricea sistemului (matricea de rigiditate globală).

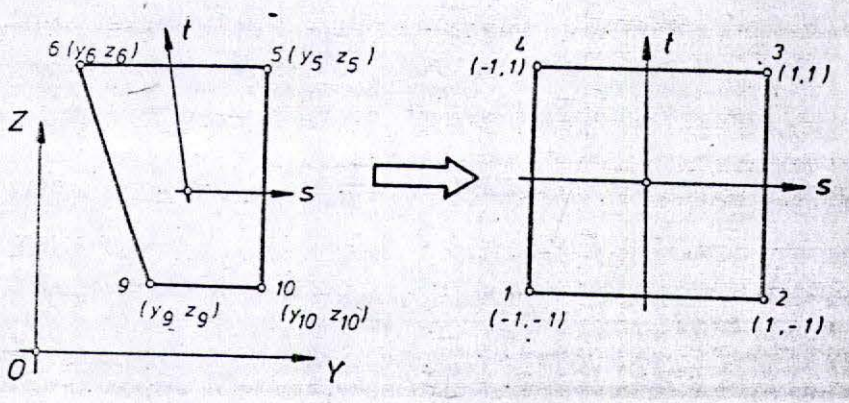


Fig. 3.7 — Transformarea din sistemul global (y, z), în sistemul local de coordonate (s, t).

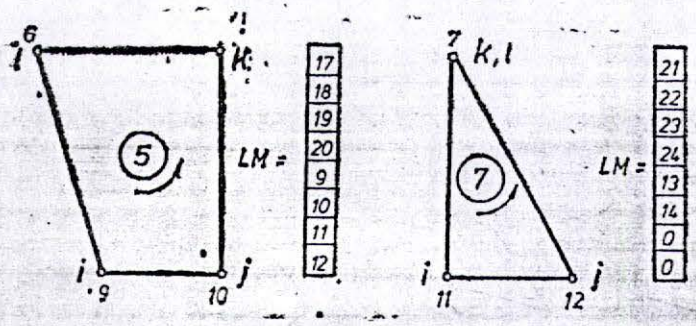


Fig. 3.8 — Exemplificări privind conținutul vectorului de conexiuni LM pentru schema din figura 3.6.

Matricea de rigiditate globală $[K]$, o matrice pătrată simetrică cu dimensiunile n, n unde n este egal cu numărul gradelor de libertate a sistemului, se obține direct prin simpla adunare poziționată conform vectorului LM a matricelor de rigiditate a elementelor $[k_i]$.

$$[K] = \sum_{elem} [k_i] \tag{3.50}$$

Vectorul încărcărilor nodale echivalente se formează prin sumarea pe direcțiile gradelor de libertate nodale a contribuțiilor din încărcările externe și a celor care provin din cîmpul elementelor. Cele din urmă se calculează cu relația standard:

$$\{r\} = \int_D [N]^T \{s\} \mathrm{d}D \tag{3.51}$$

unde $[N]$ este matricea funcțiilor de aproximare iar $\{s\}$ — vectorul forțelor masice sau presiunilor distribuite în cîmpul elementului. Domeniul de integrare D este volumul elementului pentru mărimi raportate la unitatea de volum sau suprafața lui pentru mărimi raportate la unitatea de suprafață. Integrala din (3.51) se face uzual numeric.

Condițiile de graniță se exprimă fără dificultăți. Dacă o componentă a deplasării nodului este nulă, ecuația ei corespondentă nu este reținută în ecuațiile de echilibru ale structurii și termenii corespondenți din matricea de rigiditate a elementelor asociate nodului sau vectorul încărcărilor sînt ignorați. Dacă o deplasare nenulă trebuie impusă într-un grad de libertate i, de exemplu $u_i = x$, atunci o ecuație de forma

$$ku_i = kx \tag{3.52}$$

este adunată la ecuația i corespunzătoare gradului de libertate i, alegînd pe k astfel încît $k \gg k_{ii}$ (k_{ii} — termenul diagonal din matricea sistemului în ecuația i). Prin acest artificiu soluția ecuației i conduce la $u_i = x$.

Analiza statică implică rezolvarea sistemului de ecuații de echilibru:

$$[K]\{u\} = \{R\} \tag{3.53}$$

unde $[K]$ este matricea de rigiditate a structurii, $\{R\}$ vectorul încărcărilor nodale echivalente și $\{u\}$ vectorul deplasărilor nodale necunoscute.

Aplicarea metodei elementelor finite pentru rezolvarea unor probleme complexe cu mii și zeci de mii de grade de libertate a fost condiționată de elaborarea unor algoritme eficiente pentru rezolvarea unor mari sisteme de ecuații algebrice liniare de forma (3.53).

Matricea $[K]$ are diagonala principală dominantă și pozitiv definită este simetrică și rară. Printr-o numerotare corespunzătoare a nodurilor, banda ei se poate îngusta (fig. 3.9). Algoritmele de rezolvare fructifică particularitățile menționate mai înainte.

În programele SAP se utilizează metoda eliminării Gauss pentru rezolvarea sistemului (3.53). Matricea $[K]$ sub formă de matrice bandă este reținută în blocuri în memoria calculatorului, dimensiunile blocurilor fiind condiționate de memoria operativă disponibilă. Acest mod de stocare per-

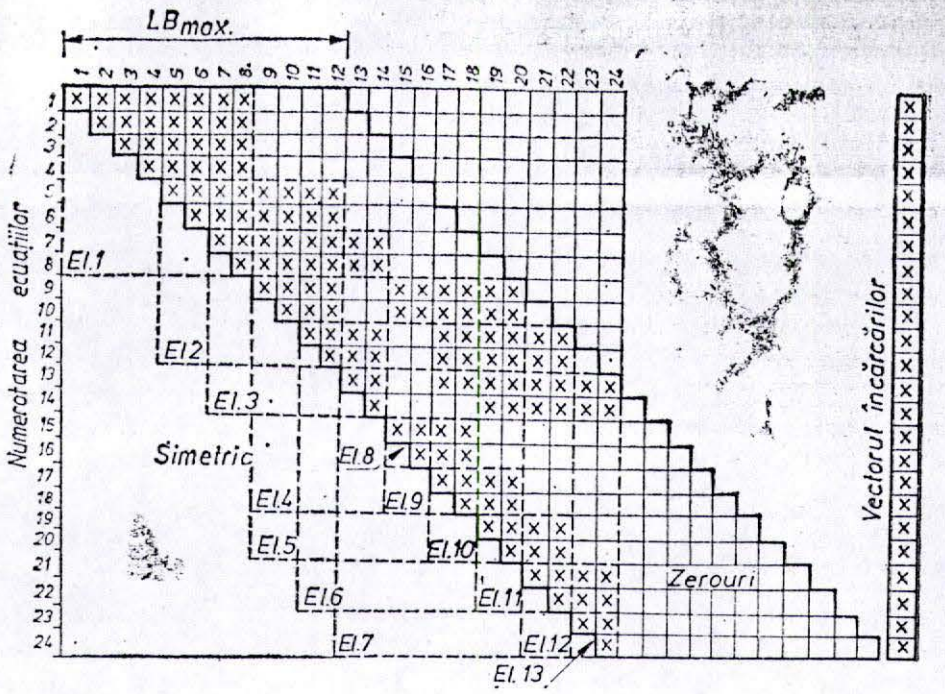


Fig. 3.9 — Matricea de rigiditate globală $[K]$ și vectorul încărcărilor $\{R\}$ pentru schema din figura 3.6.

mite creșterea practic nelimitată a numărului de ecuații în (3.53). Vectorul $\{R\}$ este de asemenea fragmentat după ecuațiile aferente blocurilor.

Algoritmul constă în descompunerea matricei $[K]$ într-un triplu produs matriceal $[L]^T [A] [L]$, matricea $[L]$ fiind triunghiulară iar $[A]$ diagonală asociată cu scrierea sistemului (3.53) în forma:

$$[L]^T\{v\} = \{R\} \tag{3.54}$$

și

$$\{v\} = [A][L]\{u\} \tag{3.55}$$

Din sistemul (3.54) se determină $\{v\}$ (eliminare înainte), iar din (3.55) sînt apoi calculate deplasările nodale $\{u\}$ prin substituție înapoi.

În final se calculează eforturile pe baza relațiilor eforturi — deformații — deplasări nodale și se tipăresc rezultatele.

3.2. TIPURI DE ELEMENTE FINITE

Configurații tipice de elemente finite în calculul barajelor. Elementele finite din punct de vedere geometric pot fi uni-bi-sau tridimensionale. În domeniul calculelor structurale la baraje se folosesc elemente bidimensionale în probleme de stare de efort sau deformații plane, elemente tridimensionale pentru calculul tridimensional al eforturilor în structuri masive sau masive de fundare precum și elemente pentru calculul plăcilor plane și curbe subțiri sau groase.

În figura 3.10 sînt ilustrate unele dintre cele mai folosite elemente finite în analizele structurale ale barajelor, precum și evoluția lor în timp. Toate sînt formulate prin aproximarea cîmpului delasărilor [8, 9, 10, 11].

Elementele finite izoparametrice bi- sau tridimensionale s-au impus cu autoritate datorită avantajelor importante pe care le oferă în integrările numerice în domeniul elementului. Elementele izoparametrice sînt caracterizate de funcții de interpolare identice atît pentru coordonate (conturul elementului în funcție de coordonatele nodurilor) cît și pentru deplasări (deplasările din cîmp în funcție de deplasările nodurilor). Un element este definit într-un sistem de coordonate globale și un sistem de coordonate locale. Relațiile de transformare a coordonatelor nodurilor din sistemul global în sistemul local al elementului care are originea în centrul de greutate al său în cazul elementelor izoparametrice sînt de asemenea identice cu funcțiile de aproximare ale deplasărilor nodale.

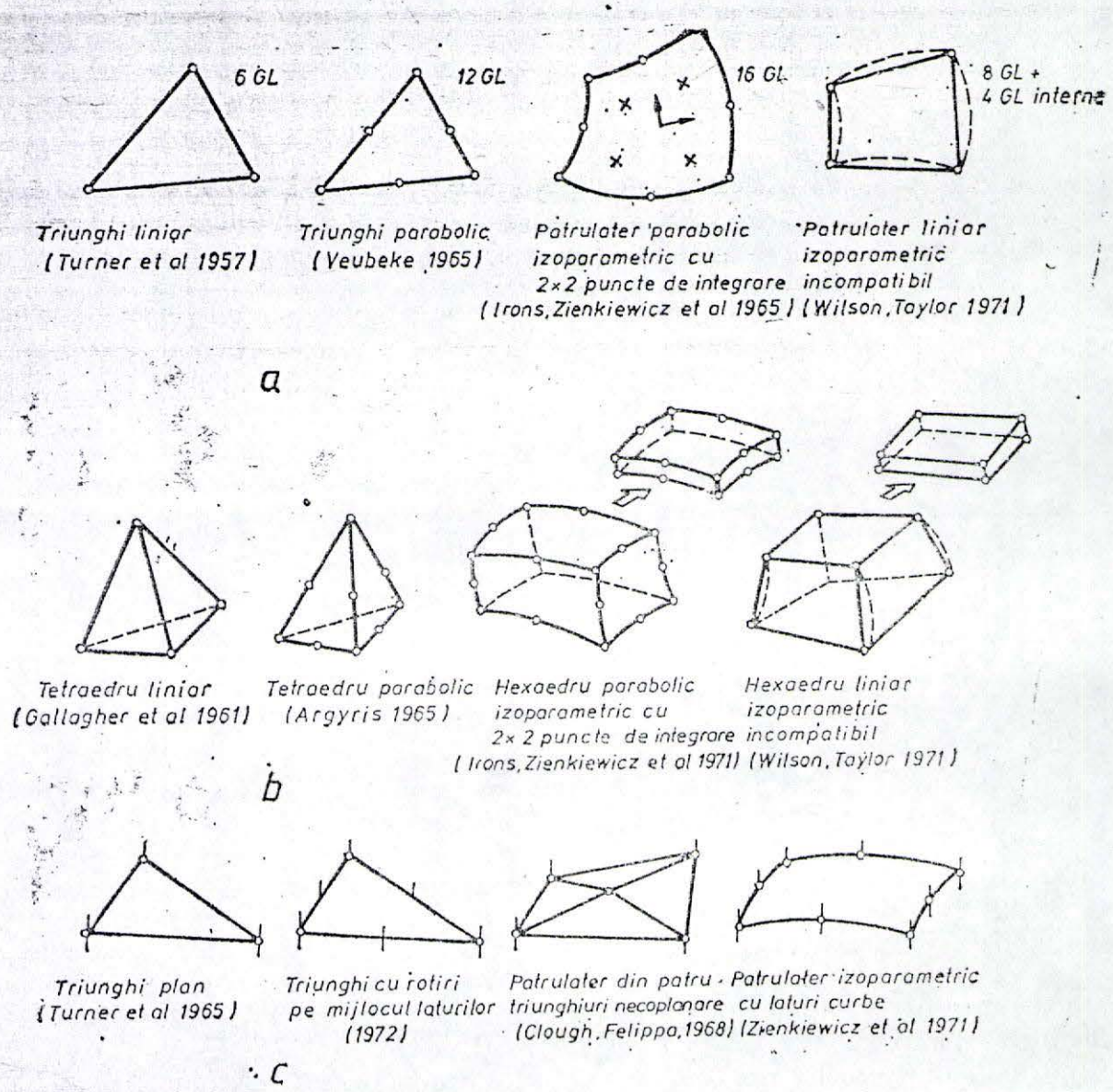


Fig. 3.10 — Elemente finite aplicate în analiza statică și dinamică a barajelor: *a* — bidimensionale; *b* — tridimensionale; *c* — pentru plăci subțiri plane și curbe (GL — grade de libertate).

După aprecierile din literatură, familia de elemente izoparametrice de clasă C° patratice (cu noduri pe mijlocul laturilor și polinoame de interpolare cu 8 termeni) sînt probabil cele mai eficiente dintre elementele existente în prezent [8]. Elementele obținute prin degenerarea hexaedrelor izoparametrice cu 20 de noduri în plăci (elemente cu 16 noduri) (fig. 3.10,*b*) au dat deplină satisfacție în analiza barajelor arcuite sau cu bolți multiple, eliminînd practic necesitatea introducerii unor elemente speciale de placă curbă.

Familia de elemente izoparametrice de clasă C°, liniare (patrulatere cu 4 noduri sau hexaedre cu 8 noduri) sînt mult mai simple ca formulări decît cele pătratice (au polinoame de interpolare cu 4 termeni) dar se comportă inadecvat la încovoiere. Introducerea unor grade de libertate suplimentare cu funcțiile de interpolare asociate (două în plan, șase în spațiu) pentru reproducerea corectă a fenomenului de încovoiere, grade de libertate care se elimină prin condensare statică la nivelul elementului, a crescut foarte mult performanțele acestei familii de elemente. Deși incompatibile, în sensul că prin introducerea modurilor de deformare suplimentare nu se mai îndeplinește condiția de compatibilitate între laturile adiacente dintre două elemente, aceste elemente au satisfăcut în numeroase tipuri de probleme fiind și foarte economice.

Din experiența utilizării elementelor izoparametrice liniare incompatibile au rezultat unele restricții ale formei elementelor. Astfel, se recomandă elemente în formă de paralelogram (paralelipiped) avînd dimensiunile laturilor cît mai apropiate, elementele distorsionate putînd genera erori substanțiale.

Elementele de tip placă subțire (fig. 3.10,*c*), în domeniul barajelor arcuite, nu au atins în general performanțele elementelor izoparametrice tridimensionale degenerate în plăci groase așa cum s-a menționat mai înainte. În aproximarea suprafețelor curbe prin fețe plane (suprafețe cutate) cele mai eficiente s-au dovedit elementele triunghiulare. Elementul patrulater elaborat de Clough-Felippa, folosit frecvent în calculul bolților subțiri este constituit de asemenea prin asamblarea a patru triunghiuri necoplanare.

Elementele standard prezentate mai înainte, datorită faptului că sînt construite cu funcții de aproximare polinomiale nu sînt capabile să modeleze adecvat singularitățile (în particular fisurile) și variațiile de cîmpuri infinite. O posibilitate mai simplă de modelare a singularităților constă în particularizarea unor elemente izoparametrice standard pentru a le face capabile să modeleze acest fenomen. Pentru modelarea cîmpurilor infinite se pot utiliza elemente de graniță infinite construite cu funcții de aproximare de tip exponențial ($A\,e^{-\alpha x}$) [1].

Elementele izoparametrice se folosesc practic în exclusivitate și în alte tipuri de probleme de cîmp din domeniul barajelor: infiltrații, propagări de temperatură etc. Funcțiile de aproximare ale noilor parametri (potențialul vitezelor în problemele de infiltrații, temperaturile în problemele de cîmp termic) sînt similare cu cele pentru aproximarea deplasărilor în problemele de analize structurale.

Elementul patrulater izoparametric bidimensional, liniar. Acest element este implementat în programele SAP, NONSAP, ADINA, ANSYS fiind unul dintre cele mai folosite, datorită simplității și eficienței lui [7, 9, 10, 11].

În figura 3.11 se prezintă configurația geometrică tipică a elementului. În sistemul global xoy ea constă dintr-un patrulater cu laturi drepte și 4 noduri. În fiecare nod se admit două grade de libertate de translație (u_i și v_i), în total opt grade de libertate pe element. Rezultă că polinoamele de aproximare a deplasărilor din cîmpul elementului au patru termeni:

$$\begin{aligned} u(xy) &= \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 xy \\ v(xy) &= \alpha_5 + \alpha_6 x + \alpha_7 y + \alpha_8 xy \end{aligned} \tag{3.56}$$

Parametrii $\alpha_1 \ldots \alpha_8$ se determină din condițiile de margine pentru nodurile elementului finit (fig. 3.11):

$$\begin{aligned} u_1 &= \alpha_1 + \alpha_2 x_1 + \alpha_3 y_1 + \alpha_4 x_1 y_1 \\ u_2 &= \alpha_1 + \alpha_2 x_2 + \alpha_3 y_2 + \alpha_4 x_2 y_2 \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\ u_4 &= \alpha_1 + \alpha_2 x_4 + \alpha_3 y_4 + \alpha_4 x_4 y_4 \end{aligned} \tag{3.57}$$

Un sistem analog cu (3.57) se obține pentru v_1, $v_2 \ldots v_4$.

Din sistemul (3.57), $\alpha_1 \ldots \alpha_4$ se determină cu relația:

$$\begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 & x_1 y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 & x_2 y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 & x_3 y_3 \\ 1 & x_4 & y_4 & x_4 y_4 \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \end{Bmatrix} = [C]^{-1} \{u_i\} \tag{3.58}$$

Matricea $[C]$ este o matrice de numere corespunzătoare coordonatelor nodurilor. Înlocuind (3.58) în prima ecuație din (3.56) se obține:

$$u(xy) = [1 \; x \; y \; xy] \; [C]^{-1} \; \{u_i\} \tag{3.59}$$

unde $[1 \; x \; y \; xy] \; [C]^{-1} = [N(xy)]$ este matricea funcțiilor de interpolare:

$$u(xy) = N_1 u_1 + N_2 u_2 + N_3 u_3 + N_4 u_4 \tag{3.60a}$$

Parcurgînd aceleași etape de calcul pentru $v(xy)$, rezultă:

$$v(xy) = N_1 v_1 + N_2 v_2 + N_3 v_3 + N_4 v_4 \tag{3.60b}$$

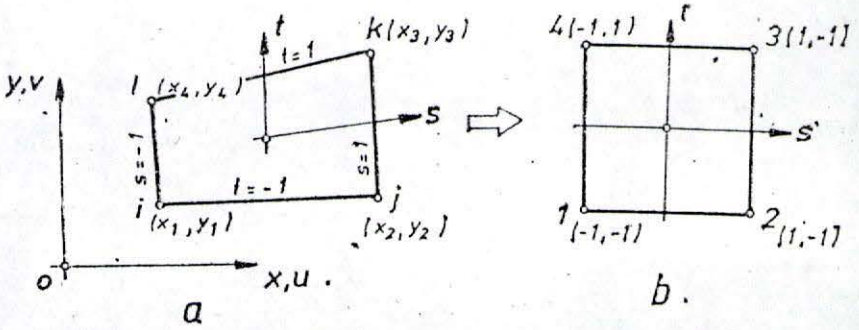


Fig. 3.11 — Configurația geometrică a elementului bidimensional, izoparametric, liniar: *a* — în coordonate globale; *b* — în coordonate naturale.

sau sub formă matriceală:

$$\{u\} = \begin{Bmatrix} u & (xy) \\ v & (xy) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \\ u_4 \\ v_4 \end{Bmatrix} \quad (3.61)$$

Se consideră că funcțiile de interpolare $N_1 \ldots N_4$ sînt valabile și pentru definirea conturului elementului:

$$\begin{Bmatrix} x \\ y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ y_1 \\ x_2 \\ y_2 \\ x_3 \\ y_3 \\ x_4 \\ y_4 \end{Bmatrix} \quad (3.62)$$

Relația (3.62) are semnificația unei transformări de coordonate din sistemul global xoy în sistemul local al elementului (s, t) dacă funcțiile de aproximare $N_1 \ldots N_4$ sînt exprimate în raport cu acest din urmă sistem. De remarcat că axele locale s, t nu sînt ortogonale, iar ecuațiile laturilor elementului sînt succesiv $t = -1$, $s = 1$, $t = 1$, $s = -1$ (fig. 3.11, *a*).

Plecînd de la proprietățile funcțiilor de aproximare de a avea valoarea $N_i = 1$ în nodul i și $N_i = 0$ în celelalte noduri (fig. 3.12), rezultă condiția:

$$\sum_1^i N_i = 1 \quad \text{(pentru cazul analizat } n = 4\text{)}. \quad (3.63)$$

Din condiția de a se satisface relația (3.63) și simultan de a se satisface relația (3.62) se obțin următoarele expresii pentru $N_1 \ldots N_4$:

$$\begin{aligned} N_1 &= 1/4\,(1-s)\,(1-t) & N_3 &= 1/4\,(1+s)\,(1+t) \\ N_2 &= 1/4\,(1+s)\,(1-t) & N_4 &= 1/4\,(1-s)\,(1+t) \end{aligned} \quad (3.64)$$

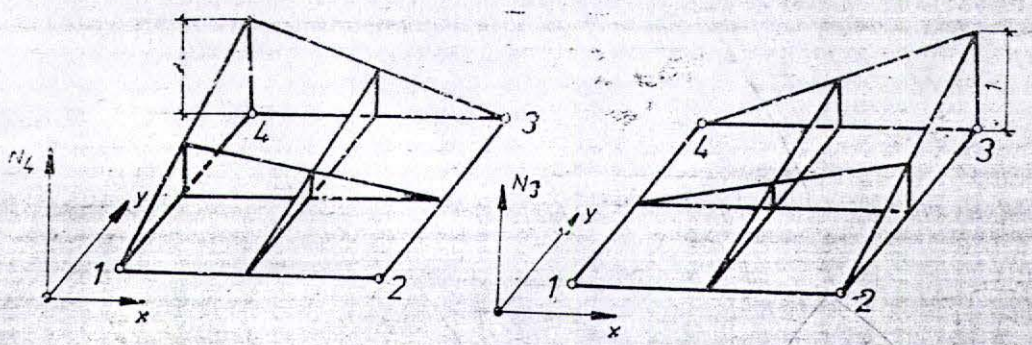


Fig. 3.12 — Reprezentarea grafică a unor funcții de interpolare pentru elementul patrulater bidimensional, izoparametric liniar.

sau condensat

$$N_i(st) = \frac{1}{4}(1 + ss_i)(1 + tt_i) \tag{3.65}$$

unde s_i, t_i sînt coordonatele nodului i în sistemul (s, t).

Aplicarea transformării de coordonate conduce la generarea unui element pătrat cu latură 2 denumit element părinte, originea sistemului de referință (s, t) fiind în centrul de greutate al pătratului (fig. 3.10, *b*). Sistemul (s, t) se numește sistem de coordonate naturale.

În elementul analizat atît conturul elementului cît și deplasările în cîmp sînt modelate cu funcții de interpolare identice (3.61), (3.62). Asemenea elemente se numesc elemente izoparametrice. În literatură s-au dezvoltat și elemente subparametrice (în care conturul elementului este modelat cu funcții de ordin inferior celor care modelează cîmpul deplasărilor) și chiar superparametrice.

Marele avantaj al elementelor izoparametrice constă în faptul că elemente cu geometrii arbitrare prin transformarea de coordonate se reduc la formă standard de element părinte în care integrările la nivelul elementului se fac mult mai rapid și economic. Pentru elementul bidimensional considerat, integralele de evaluat pot fi scrise în general sub forma:

$$\int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1} f(s, t)\, ds\, dt \tag{3.66}$$

unde $f(st)$ reprezintă un produs de matrice; s, t — coordonatele normale ale elementului și $[-1, 1]$ — domeniul normalizat de variație.

Integrala (3.66) se evaluează numeric cu formulele cuadraturii Gauss:

$$\int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1} f(s, t)\, ds\, dt = \sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{n} w_i w_j f(s_i, t_j) + R_n \tag{3.67}$$

unde w_i, w_j sînt coeficienți de pondere iar s_i, t_j — puncte de evaluare a integrantului. Matricele de erori R_n nu se evaluează. În condiții obișnuite $n = 2$ (cîte două puncte de integrare pe fiecare direcție).

Expresiile tipice ale matricelor și vectorilor caracteristici unui element au fost prezentate mai înainte (relațiiie 3.6, 3,8, 3.13, 3,15, 3.16). În unele expresii intervin derivate ale unor funcții în raport cu sistemul global (x, y), care în cazul elementelor izoparametrice trebnie derivate în raport cu sistemul local (s, t). Notînd o asemenea funcție cu $\varnothing$ procedura de calcul este următoarea:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \varnothing}{\partial s} &= \frac{\partial \varnothing}{\partial x}\frac{\partial x}{\partial s} + \frac{\partial \varnothing}{\partial y}\frac{\partial y}{\partial s}\\ \frac{\partial \varnothing}{\partial t} &= \frac{\partial \varnothing}{\partial x}\frac{\partial x}{\partial t} + \frac{\partial \varnothing}{\partial y}\frac{\partial y}{\partial t}\end{aligned} \tag{3.68}$$

sau matriceal:

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial \varnothing}{\partial s} \\ \frac{\partial \varnothing}{\partial t} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial s} & \frac{\partial y}{\partial s} \\ \frac{\partial x}{\partial t} & \frac{\partial y}{\partial t} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial \varnothing}{\partial x} \\ \frac{\partial \varnothing}{\partial y} \end{Bmatrix} = [J] \begin{Bmatrix} \frac{\partial \varnothing}{\partial x} \\ \frac{\partial \varnothing}{\partial y} \end{Bmatrix} \tag{3.69}$$

unde $[J]$ este denumit Jacobian.

Atunci

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial \varnothing}{\partial x} \\ \frac{\partial \varnothing}{\partial y} \end{Bmatrix} = [J]^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial \varnothing}{\partial s} \\ \frac{\partial \varnothing}{\partial t} \end{Bmatrix} = \frac{1}{|J|} \begin{bmatrix} \frac{\partial y}{\partial t} & -\frac{\partial y}{\partial s} \\ -\frac{\partial x}{\partial t} & \frac{\partial x}{\partial s} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial \varnothing}{\partial s} \\ \frac{\partial \varnothing}{\partial t} \end{Bmatrix} \tag{3.70}$$

și

$$\begin{aligned} \frac{\partial \varnothing}{\partial x} &= \frac{1}{|J|} \left(\frac{\partial y}{\partial t} \frac{\partial \varnothing}{\partial s} - \frac{\partial y}{\partial s} \frac{\partial \varnothing}{\partial t} \right) \cdot \\ \frac{\partial \varnothing}{\partial y} &= \frac{1}{|J|} \left(-\frac{\partial x}{\partial t} \frac{\partial \varnothing}{\partial s} + \frac{\partial x}{\partial t} \frac{\partial \varnothing}{\partial s} \right) \end{aligned} \tag{3.71}$$

unde $|J|$ este determinantul Jacobianului.

$$|J| = \frac{\partial x}{\partial s} \frac{\partial y}{\partial t} - \frac{\partial x}{\partial t} \frac{\partial y}{\partial s} \tag{3.72}$$

Jacobianul trebuie să fie finit dacă transformarea este unică. Se poate arăta că aria diferențială $dA = dx\, dy$ se transformă în:

$$dA = (\text{valoarea absolută } |J|)\, ds\, dt \tag{3.73}$$

Aplicînd relațiile (3.68)...(3.72) se determină matricele și vectorii caracteristici elementului izoparametric bidimensional liniar. Spre exemplu matricea $[B]$, (vezi (3.6) cu dimensiunile 8×8 are expresia:

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{1}{|J|} \frac{\partial y}{\partial t} \frac{\partial N_i}{\partial s} - \frac{1}{|J|} \frac{\partial y}{\partial s} \frac{\partial N_i}{\partial t} & 0 \\ 0 & -\frac{1}{|J|} \frac{\partial x}{\partial t} \frac{\partial N_i}{\partial s} + \frac{1}{|J|} \frac{\partial x}{\partial s} \frac{\partial N_i}{\partial t} \\ -\frac{1}{|J|} \frac{\partial x}{\partial t} \frac{\partial N_i}{\partial s} + \frac{1}{|J|} \frac{\partial x}{\partial s} \frac{\partial N_i}{\partial t} & \frac{1}{|J|} \frac{\partial y}{\partial t} \frac{\partial N_i}{\partial s} - \frac{1}{|J|} \frac{\partial y}{\partial s} \frac{\partial N_i}{\partial t} \end{bmatrix}_{i=1} \quad \begin{bmatrix} \quad \\ \quad \\ \quad \end{bmatrix}_{i=2} \quad \begin{bmatrix} \quad \\ \quad \\ \quad \end{bmatrix}_{i=3} \quad \begin{bmatrix} \quad \\ \quad \\ \quad \end{bmatrix}_{i=4} \tag{3.74}$$

Matricea $[k]$ cu dimensiunile 8×8 în ipoteza stării de efort plan (vezi 3.9, 3.15, 3.73 și 3.84) se calculează cu expresia:

$$[k] = \int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1} [B]^T \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \dfrac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} [B] \, |J| \, ds \, dt \qquad (3.75)$$

Relația (3.75) se integrează numeric conform (3.67):

$$[k] = \sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{n} [B(s_i, t_j)]^T [D] [B(s_i, t_j)] \left|J_{\substack{s=s_i \\ t=t_j}}\right| w_i w_j \qquad (3.76)$$

Alte matrice și vectori se calculează analog.

În forma în care a fost prezentat, elementul izoparametric bidimensional liniar are marele dezavantaj că nu este capabil să modeleze corect fenomenul de încovoiere. Conform ipotezelor admise în construcția lui, cu variații liniare a dimensiunilor și deplasărilor, la o solicitare de încovoiere pură, el se deformează conform figurii 3.13, *a*. O intervenție eficientă în concepția elementului care a condus la performanțe foarte bune în reproducerea corectă a încovoierii (fig. 3.13, *b*) a avut *Wilson* prin introducerea unor funcții de interpolare suplimentare care adaugă astfel noi moduri de deformare. În acest sens se adaugă alte patru grade de libertate pe element la cele opt deja existente. Funcțiile de interpolare au forma (vezi 3.64):

$$N_5 = 1 - s^2 \quad \text{și} \quad N_6 = 1 - t^2 \qquad (3.77)$$

iar gradele de libertate noi sînt u_5, u_6, v_5, v_6. Expresiile deplasărilor din cîmpul elementului (3.60) devin:

$$u(xy) = \sum_{1}^{4} N_i u_i + N_5 u_5 + N_6 u_6$$
$$v(xy) = \sum_{1}^{4} N_i v_i + N_5 v_5 + N_6 v_6 \qquad (3.78)$$

Aceste grade de libertate nou introduse asigură elementului posibilitatea să reprezinte un moment de încovoiere constant. Ele nu conduc la creșterea numărului de grade de libertate ale elementului deoarece ele sînt condensate static înainte ca matricea de rigiditate a elementului să fie asamblată în matricea globală. Condensarea statică este un procedeu prin care

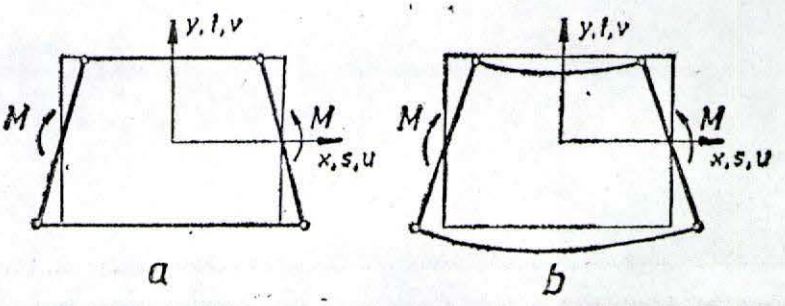


Fig. 3.13 — Starea de deformație la încovoiere pură; *a* — reprodusă de elementul patrulater liniar; *b* — reală.

sistemul ecuațiilor de echilibru al forțelor și momentelor din nodurile unui element finit se înlocuiește cu un sistem echivalent avînd un număr mai redus de necunoscute.

Prin adăugarea unor grade de libertate adiționale nelegate de vreun nod (condensate static) laturile dintre elementele adiacente nu mai respectă condiția de continuitate. Ele se pot suprapune sau depărta, pentru că ele nu mai rămîn drepte după deformare, iar deplasările lor nu depind numai de deplasările nodurilor care definesc latura. Astfel, prin artificiul prezentat, elementul a devenit incompatibil. Cu toată violarea condiției de compatibilitate, elementele incompatibile s-au dovedit deosebit de eficiente în analiza structurilor și sînt implementate în această versiune în programele menționate la începutul acestui punct. În programe există de asemenea opțiunea de suprimare a modurilor incompatibile.

Elementul patrulater izoparametric bidimensional pătratic. Acest element este implementat în programele NONSAP, ADINA, ANSYS [9, 10, 11]. În sistemul global xoy el are forma unui patrulater cu laturile curbe și 8 noduri dintre care 4 de colț și 4 pe mijlocul laturilor (fig. 3.14). În fiecare nod se admit două grade de libertate de translație (u_i și v_i), în total 32 grade de libertate pe element. Nodurile de pe mijlocul laturii fac posibil ca polinoamele de aproximare a deplasărilor din cîmpul elementelor să fie de gradul 2 cu opt termeni:

$$\begin{aligned} u(xy) &= \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 x^2 + \alpha_5 xy + \alpha_6 y^2 + \alpha_7 x^2 y + \alpha_8 x y^2 \\ v(xy) &= \alpha_9 + \alpha_{10} x + \alpha_{11} y + \alpha_{12} x^2 + \alpha_{13} xy + \alpha_{14} y^2 + \\ &\quad + \alpha_{15} x^2 y + \alpha_{16} x y^2 \end{aligned} \tag{3.79}$$

Funcțiile de interpolare, obținute printr-un procedeu de calcul asemănător cu cel prezentat la punctul anterior au forma:

$$\begin{aligned} N_1 &= -\frac{1}{4}(1-s)(1-t)(1+s+t) \\ N_3 &= -\frac{1}{4}(1+s)(1-t)(1-s+t) \\ N_5 &= -\frac{1}{4}(1+s)(1+t)(1-s-t) \\ N_7 &= -\frac{1}{4}(1-s)(1+t)(1+s-t) \\ N_2 &= \frac{1}{2}(1-s^2)(1-t) \\ N_6 &= \frac{1}{2}(1-s^2)(1+t) \\ N_4 &= \frac{1}{2}(1+s)(1-t^2) \\ N_8 &= \frac{1}{2}(1-s)(1-t^2) \end{aligned} \tag{3.80}$$

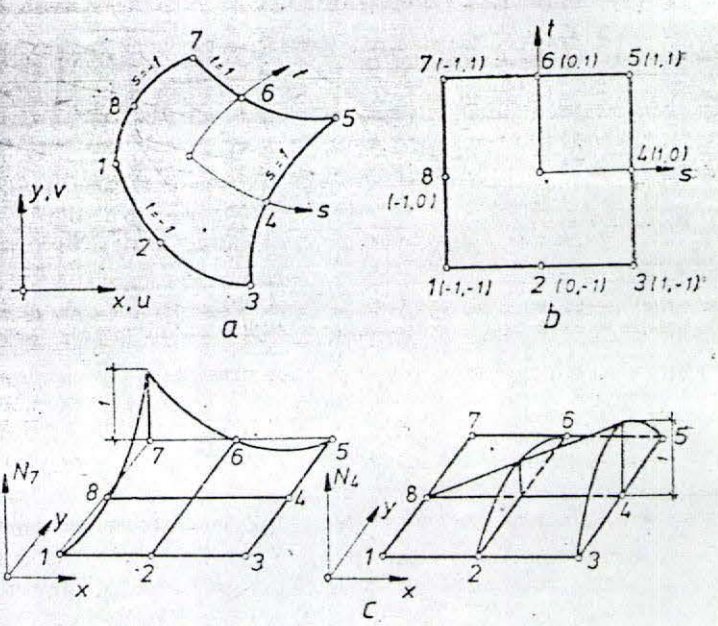


Fig. 3.14 — Elementul patrulater, izoparametric, bidimensional pătratic: *a* — reprezentare în sistemul global; *b* — reprezentare în sistemul de coordonate naturale; *c* — reprezentarea grafică a unor funcții de interpolare.

Elementul părinte este reprezentat în figura 3.14, *b* iar aliura funcțiilor de formă pentru două noduri în figura 3.14, *c*.

Conturul elementului patrulater pătratic este stabilit de ecuațiile:

$$x = \sum_{1}^{8}{}_i N_i x_i \quad y = \sum_{1}^{8}{}_i N_i y_i \tag{3.81}$$

iar cîmpul deplasărilor este definit cu relațiile:

$$u = \sum_{1}^{8}{}_i N_i u_i \quad v = \sum_{1}^{8}{}_i N_i v_i \tag{3.82}$$

În programele menționate mai înainte, în scopul lărgirii posibilităților de folosire a elementului prezentat în diversele situații ale unor probleme reale, el poate degenera succesiv pînă în formă de triunghi liniar (fig. 3.15). Aceste degenerări sînt asociate unor reduceri și modificări corespunzătoare ale funcțiilor de interpolare.

Elemente hexaedrice, izoparametrice, liniare și pătratice. Elementele sînt implementate în programele SAP, NONSAP, ADINA, ANSYS [7, 9, 10, 11]. Configurația lor în sistemul global *xoy* și local *rst* este prezentată în figura 3.16. Elementul liniar are 8 noduri și 3 grade de translație pe

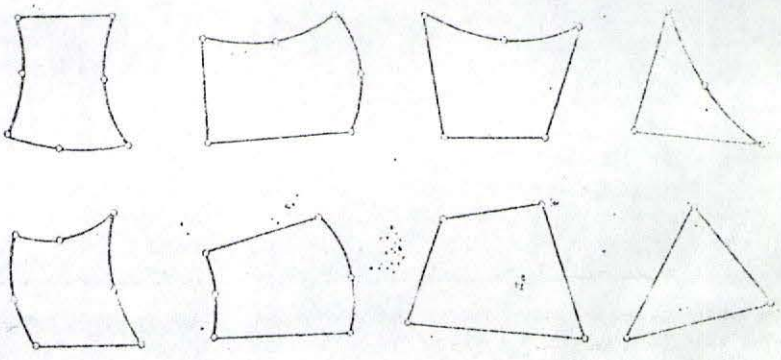


Fig. 3.15 — Elemente generate prin particularizarea elementului din figura 3.14 (programele NONSAP și ADINA).

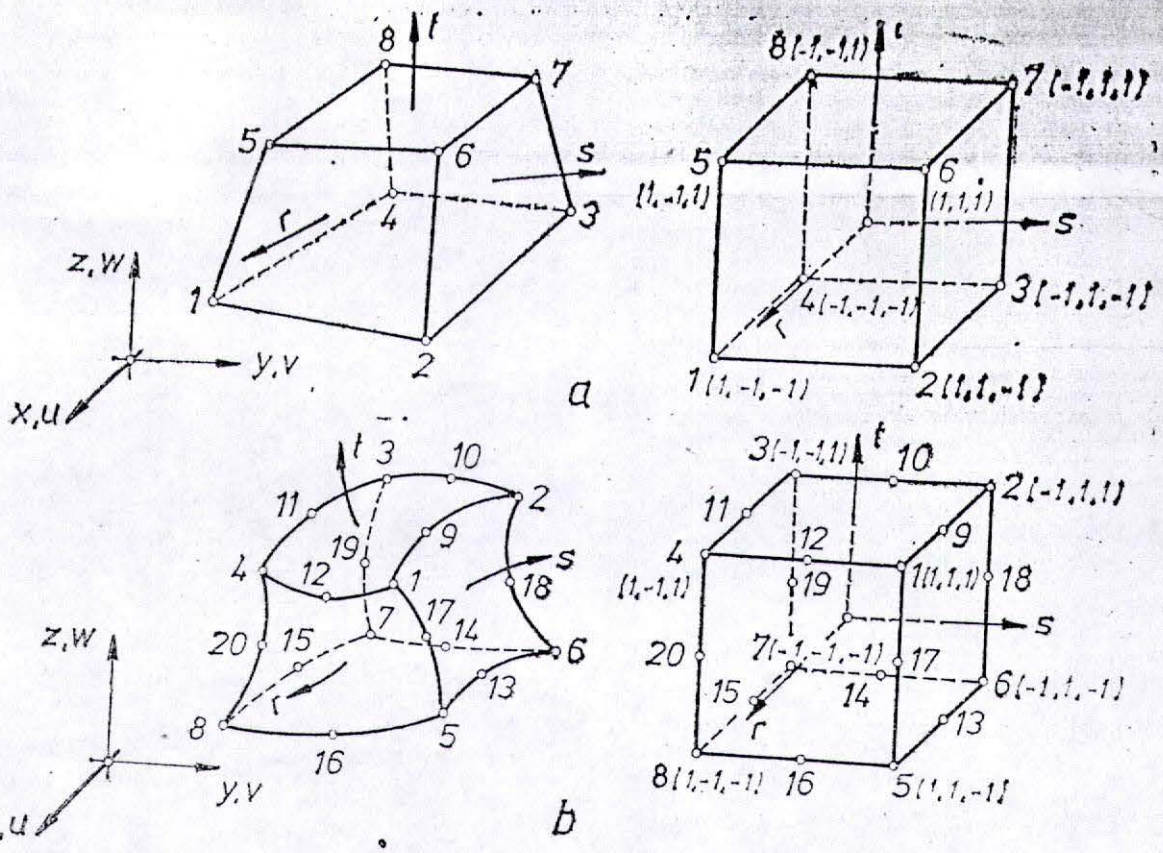


Fig. 3.16 — Elemente hexaedrice, izoparametrice: *a* — liniar, *b* — patratic.

nod (u_i, v_i, w_i), în total 24 de grade de libertate pe element. Elementul pătratic are 20 de noduri și 3 grade de translație pe nod (u_i, v_i, w_i), în total 60 de grade de libertate pe element.

Deplasările în cîmp se exprimă în forma:

$$\begin{Bmatrix} u\ (x,\ y,\ z) \\ v\ (x,\ y,\ z) \\ w\ (x.\ y,\ z) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 \ldots & N_n & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 \ldots & 0 & N_n & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 \ldots & 0 & 0 & N_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ \vdots \\ u_n \\ v_n \\ w_n \end{Bmatrix} \tag{3.83}$$

Definirea conturului laturilor elementelor, respectiv transformarea de coordonate din sistemul global x,y,z în sistemul local de coordonate naturale r, s, t se face cu o relație similară cu (3.83):

$$\begin{Bmatrix} x \\ y \\ z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 \ldots & N_n & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 \ldots & 0 & N_n & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 \ldots & 0 & 0 & N_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ y_1 \\ z_1 \\ \vdots \\ x_n \\ y_n \\ z_n \end{Bmatrix} \tag{3.84}$$

În relațiile (3.83), (3.84), $n = 8$ pentru elementul liniar și $n = 20$ pentru elementul pătratic.

Pentru hexaedrul liniar (fig. 3.16, *a*) cele 8 funcții de interpolare se obțin prin extinderea funcțiilor de aproximare deja prezentate în (3.65) pentru patrulaterul liniar:

$$N_i = \frac{1}{8}(1 + r\,r_i)\,(1 + s s_i)\,(1 + t t_i) \tag{3.85}$$

unde r_i, s_i, t_i sînt valorile asociate nodului i.

De asemenea și în cazul hexaedrului liniar, într-o concepție similară cu cea prezentată pentru patrulaterul liniar, se introduc moduri suplimentare de deformare incompatibile, care îmbunătățesc substanțial comportarea la încovoiere a elementului. În cazul hexaedrelor liniare incompatibile cîmpul deplasărilor se exprimă cu relațiile:

$$\begin{aligned} u &= \sum_1^8{}_i\, N_i\, u_i + N_9\, u_9 + N_{10}\, u_{10} + N_{11}\, u_{11} \\ v &= \sum_1^8{}_i\, N_i\, v_i + N_9\, v_9 + N_{10}\, v_{10} + N_{11}\, v_{11} \\ w &= \sum_1^8{}_i\, N_i\, w_i + N_9\, w_9 + N_{10}\, w_{10} + N_{11}\, w_{11} \end{aligned} \tag{3.86}$$

unde $N_9 = 1 - r^2$; $N_{10} = 1 - s^2$; $N_{11} = 1 - t^2$.

Gradele de libertate nou introduse (u_9, v_9, w_9 ... w_{11}) sînt condensate static la nivelul elementului.

În figura 3.17 sînt ilustrate elemente obținute prin particularizarea hexaedrului liniar, opțiuni posibile în programele de calcul menționate mai înainte.

Elementul hexaedric pătratic (fig. 3.16, *b*) are 20 de funcții de aproximare. Pentru cele 8 noduri de colț (1,2,3, ... 8) funcțiile de aproximare se generează conform relației:

$$N_i = \frac{1}{8}(1 + r r_i)\,(1 + s s_i) - (1 + t t_i)\,(r r_i + s s_i + t t_i - 2) \tag{3.87}$$

Pentru nodurile de la mijlocul laturilor în care $r_i = 0$ (nodurile 9, 11, 13, 15), funcțiile de aproximare au forma:

$$N_i = \frac{1}{4}(1 - r^2)\,(1 + s s_i)\,(1 + t t_i) \tag{3.88}$$

În nodurile de la mijlocul laturilor în care $s_i = 0$ (nodurile 10, 12, 14, 16) funcțiile de aproximare au aspectul:

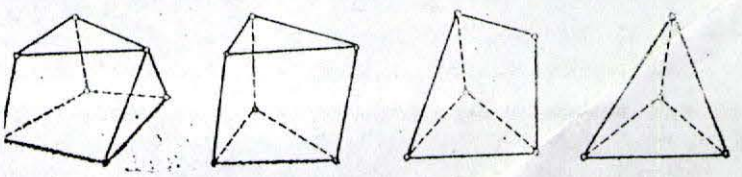


Fig. 3.17 — Elemente generate prin particularizarea elementului hexaedric, izoparametric, liniar (programul SAP-IV).

$$N_i = \frac{1}{4}(1 + rr_i)(1 - s^2)(1 + tt_i) \tag{3.89}$$

iar în cele de la mijlocul laturilor în care $t_i = 0$ (nodurile 17, 18, 19, 20):

$$N_i = \frac{1}{4}(1 + rr_i)(1 + ss_i)(1 - t^2) \tag{3.90}$$

Elementul hexaedric pătratic, la fel ca cel liniar, poate fi particularizat succesiv pînă la nivelul tetraedrului. Prin aceste particularizări elementul se poate aplica în cele mai diverse situații posibile care apar într-o problemă practică.

3.3. ANALIZA STATICA

Aspecte generale. Principalele categorii de calcule din domeniul analizei statice a barajelor efectuate pe baza metodei elementelor finite sînt următoarele:

— analize statice liniar elastice;
— analize statice neliniare;
— analiza mecanismului de cedare și evaluarea factorului de siguranță;
— optimizarea proiectării prin procedee automate.

Obiectivele analizelor sînt de creștere a capacității de rezistență și de îmbunătățire a comportării barajelor în condițiile determinării celor mai economice soluții. Prin capacitatea de rezistență a structurii se înțeleg încărcările maxime la care barajul poate fi solicitat în condițiile nedepășirii rezistențelor materialelor (beton, rocă de fundare, umpluturi) și pentru care deformația structurii și etanșeitatea ei față de apă rămîn satisfăcătoare. În mod uzual însă coeficientul de siguranță (k) este în mod simplificat exprimat ca raportul între efortul de rupere (σ_r) și efortul maxim care apare în structură (σ_{max}):

$$k = \frac{\sigma_r}{\sigma_{max}} \tag{3.91}$$

ceea ce conduce la anumite ambiguități în aprecierea capacității reale de rezistență a structurii unui baraj. Analiza completă neliniară furnizează toate informațiile necesare asupra comportării sub sarcină a barajului precum și a condițiilor de încărcări de rupere, inclusiv a mecanismului de cedare.

Deși o analiză completă neliniară este de dorit în stadiul final de proiect, doi factori limitează extinderea acestor analize:

— datele privind comportarea neliniară a materialelor sînt de obicei insuficient cunoscute sau indisponibile;

— costul unei analize complete neliniare este de obicei de 5...10 ori mai mare decît al unei analize liniar elastice.

Practic, în aceste condiții analizele statice în domeniul liniar elastic sînt de preferat mai ales în stadiile preliminare de proiect și pentru combinațiile de încărcări permanente sau cvasipermanente. Modelarea comportării în stadiile limită (care preced ruperea) se bazează pe ipoteze de mecanisme de rupere probabile, simplificate.

O întrebare de bază care apare în analiza statică a barajelor este în legătură cu idealizarea geometrică a ansamblului baraj-teren de fundare. Orice tip de baraj împreună cu terenul său de fundare alcătuiesc un ansamblu tridimensional și în consecință analiza trebuie efectuată tridimensional. Costul unei analize tridimensionale este însă de 5...30 ori mai mare decît al unei analize bidimensionale echivalente, astfel încît se recomandă analiza amănunțită a cazurilor în care analiza bidimensională poate fi aplicată fără a introduce erori intolerabile.

În cazul barajelor de greutate alcătuite din ploturi independente cu rosturi neinjectate simplificarea bidimensională apare justificată. În situația rosturilor poligonale sau injectate, efectele tridimensionale din încărcarea hidrostatică pot deveni importante mai ales în cazul barajelor înalte înscrise în văi relativ înguste. În general pentru rapoarte $L_c/H \leqslant 4$ (unde L_c este lungimea la coronament a barajului, H — înălțimea barajului) se recomandă efectuarea unor analize tridimensionale, chiar pentru baraje cu rosturi drepte neinjectate. Ploturile lor pot conlucra datorită forțelor de frecare pe rosturi.

Barajele cu contraforți ciupercă sau diamant sînt structuri tridimensionale, dar ele pot fi abordate prin analize bidimensionale în două plane: unul vertical și transversal prin axul plotului și un altul normal pe paramentul amonte.

Barajele arcuite sînt structuri tipic tridimensionale care pot fi discretizate în elemente de placă subțire sau groasă.

Barajele din materiale locale sînt structuri tridimensionale, fără rosturi verticale de separație și comportarea lor este monolită chiar dacă unele fisuri pot să apară local. Analiza tridimensională este recomandabilă, dar frecvent ea se echivalează prin două analize bidimensionale: în secțiunea transversală de înălțime maximă și în secțiune în lung prin axul barajului. În toate tipurile de analize încărcarea din greutatea proprie se va aplica în trepte prin simularea construcției din 6...10 straturi succesive. În fiecare secvență (strat nou adăugat) se anulează deplasările anterioare dar se păstrează starea de efort. Prin adunarea deplasărilor (tasări, deplasări orizontale) calculate în fiecare secvență se obțin deplasările totale pe perioada construcției ale corpului barajului. În figura 3.18 se prezintă o comparație între eforturile orizontale din greutatea proprie calculate în analiza tridimensională și comparativ în analiza bidimensională în secțiunea în lung prin axul barajului [13]. Deși în cazul unui corp omogen rezultatele sînt într-o corespondență bună, ele pot diferi semnificativ pentru alcătuiri structurale din două sau mai multe materiale.

Extinderea și modul de modelare a terenului de fundare în cadrul discretizării ansamblului baraj-teren de fundare au influențe directe asupra acurateței rezultatelor. În mod tradițional în discretizare se include o suprafață (volum) din terenul de fundare (fig. 3.19) astfel încît deplasările

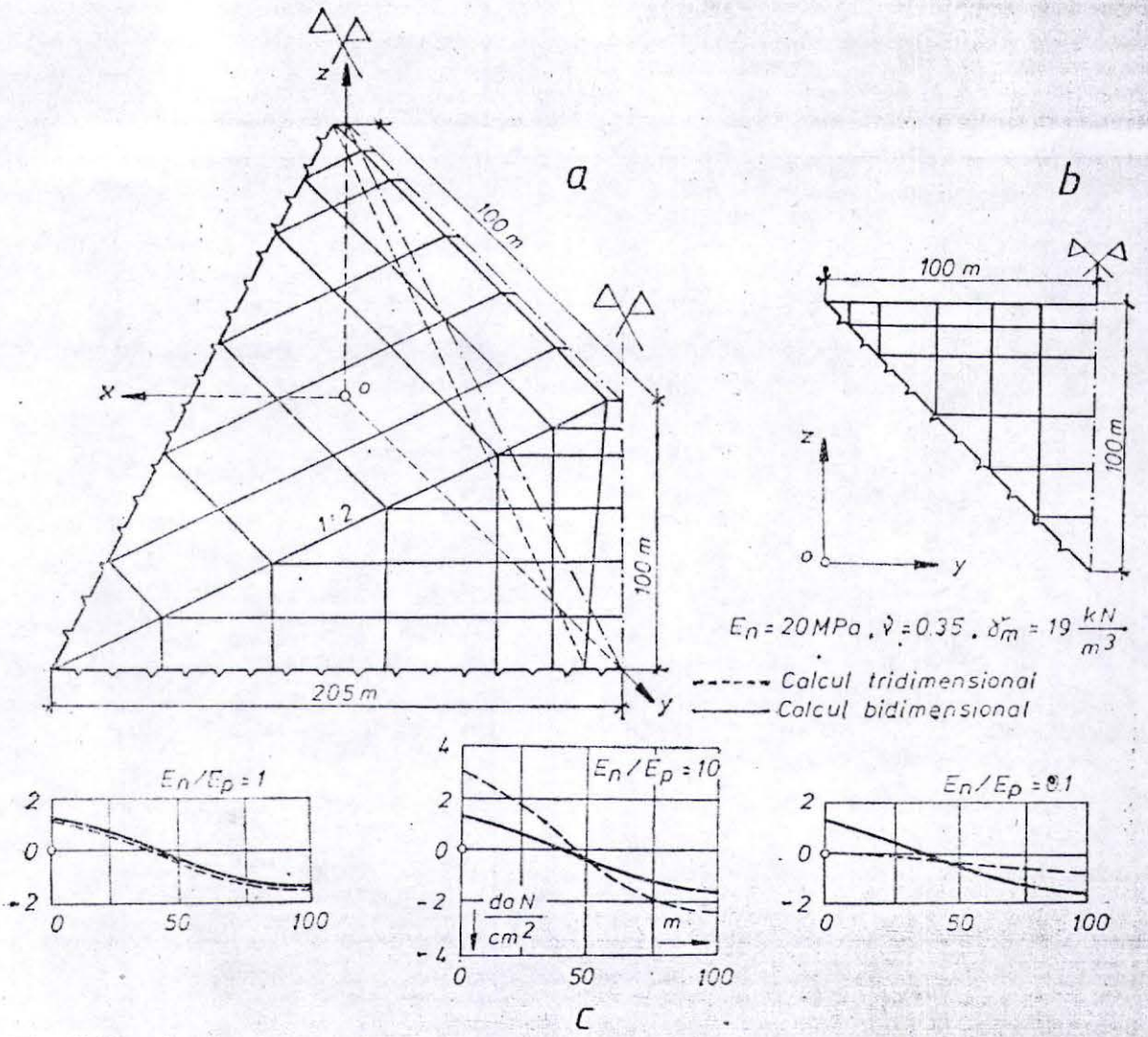


Fig. 3.18 — Studiu comparativ al eforturilor orizontale σ_y din greutate proprie la un baraj din materiale locale, rezultate în analize bi- și tridimensionale: *a* — schemă de discretizare tridimensională; *b* — idem bidimensională; *c* — diagrame de eforturi σ_y la nivelul coronamentului pentru diverse rapoarte E_n/E_p (E_n — modul de elasticitate în nucleu; E_p — idem în prisme, + întinderi).

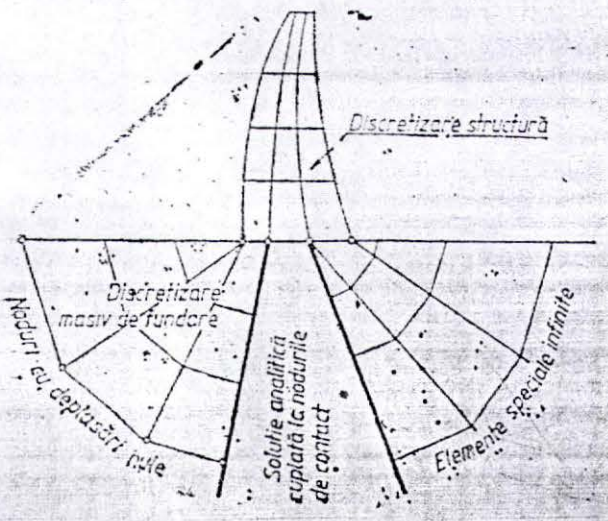


Fig. 3.19 — Modelarea interacțiunii cu terenul de fundare.

nule impuse la limita domeniului terenului de fundare să nu denatureze rezultatele din zonele de interes. În condiții normale o extindere laterală și în adîncime a terenului de fundare de 1,5...3,0 ori înălțimea barajului poate fi considerată satisfăcătoare [2].

Procedeul descris conduce la creșterea sensibilă a numărului de noduri în discretizare, respectiv a numărului de grade de libertate a ansamblului și în consecință a efortului de calcul. Deși oferă avantaje reale în analiza unitară a ansamblului baraj-teren de fundare permițînd introducerea geometriei reale, a neomogenităților sau anizotropiilor masivului de fundare, procedeul este recomandabil să fie aplicat numai în fazele finale de proiectare atunci cînd există date suficient de precise despre masivul de fundare. Altfel, efortul important de calcul impus de aplicarea procedeului nu este justificat.

În fazele preliminare de proiectare, cînd geologia amplasamentului este mai puțin cunoscută, considerarea interacțiunii cu terenul de fundare este de dorit să fie modelată simplificat, limitînd efortul de calcul. Obținerea unor soluții analitice pentru semispațiul elastic infinit pe baza teoriei elasticității și echivalarea lor cu coeficienți de rigiditate în nodurile comune baraj-fundație apare ca procedeul cel mai rațional pentru asemenea cazuri.

Mai recent s-au dezvoltat elemente de graniță infinite, bazate pe funcții de aproximare exponențiale și care oferă avantajul unei modelări suficient de exacte a comportării semispațiului elastic-infinit, fără a crește numărul necunoscutelor în ansamblul discretizat. Proprietățile terenului de fundare pot varia în cadrul fiecărui element infinit.

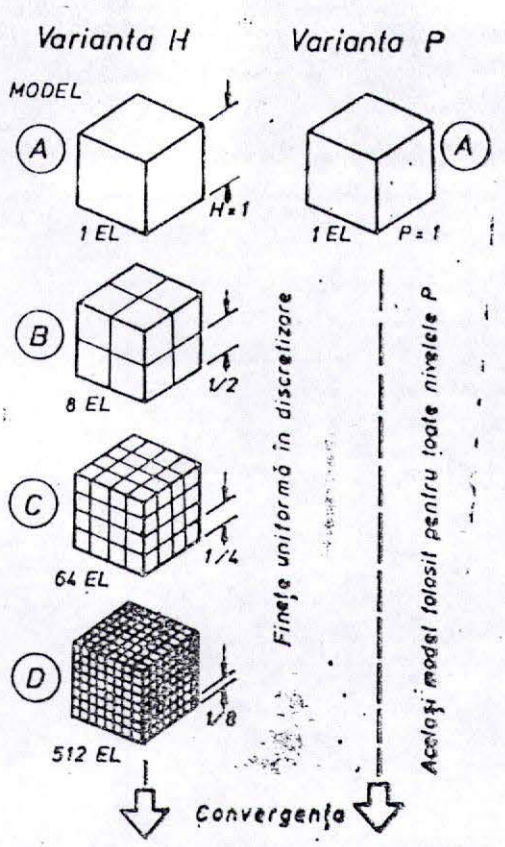
Îmbunătățirea preciziei rezultatelor furnizate prin metoda elementelor finite se face uzual prin creșterea fineței de discretizare. De asemenea zonele cu gradienți mari de efort, cum sînt de exemplu în cazul barajelor de beton zonele picioarelor amonte și aval, trebuie discretizate mai fin pentru a aproxima satisfăcător variațiile mari ale eforturilor zonale. Această alternativă care în continuare se va denumi varianta H, constă deci în mărirea succesivă a finetei de discretizare păstrînd constante tipurile de elemente, respectiv funcțiile de aproximare care în mod obișnuit sînt liniare [14].

O a doua alternativă, care în acord cu datele din literatură asigură economii importante de timp de calcul și o convergență mai rapidă către soluția exactă, constă în păstrarea discretizării grosiere inițiale și creșterea succesivă a ordinului polinoamelor complete care modelează funcțiile de aproximare (fig. 3.20). Pe această alternativă numită varianta P se bazează programul FIESTA elaborat de ISMES — Bergamo și care se aplică în probleme de analize statice și termice ale structurilor uni, bi sau tridimensionale. În programul FIESTA pentru exprimarea funcțiilor de aproximare pot fi utilizate șase nivele de aproximare, cel mai înalt dintre ele bazîndu-se pe funcții polinomiale de ordinul IV [15].

În figura 3.21 se ilustrează convergența soluțiilor în variantele H și P pentru discretizările din figura 3.20.

Se observă că rata convergenței rezultatelor în varianta P este de două ori mai mare decît rata convergenței în varianta H, pentru discretizări cu finețe uniformă de tipul celor din figură.

Natura și modul de aplicare a încărcărilor. În construcția tuturor tipurilor de baraje se folosesc materiale (beton, anrocamente, balast, materiale argiloase) cu un anumit grad de porozitate, iar apa se infiltrează prin



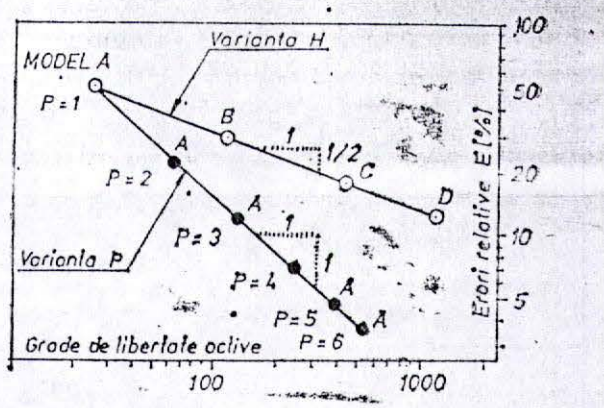


Fig. 3.21 — Reprezentarea ratei convergenței pentru discretizările și variantele din figura 3.20 [15].

Fig. 3.20 — Variante pentru obținerea convergenței rezultatelor către soluția exactă în metoda elementelor finite [5].

porii (golurile) lor și generează presiuni ale apei din pori. Rocile stîncoase din terenul de fundare sînt caracterizate de un anumit grad de fisurație, apa se infiltrează prin fisuri sau microfisuri generînd presiuni interstițiale. La scară globală comportarea unui mediu fisurat poate fi echivalată printr-un mediu poros. Comportarea mediilor poroase este guvernată de starea de eforturi efective $\{\sigma'\}_{ef}$ care se definește conform relației:

$$\{\sigma'\}_{ef} = \{\sigma\}_t + \{m\}p \tag{3.92}$$

unde

$$\{\sigma'\}_{ef}^T = \{\sigma'_x \ \sigma'_y \ \sigma'_z \ \tau'_{xy} \ \tau'_{xz} \ \tau'_{yz}\}$$

$\{\sigma\}_t^T = \{\sigma_x \ \sigma_y \ \sigma_z \ \tau_{xy} \ \tau_{xz} \ \tau_{yz}\}$ este starea de efort total

$$\{m\}^T = \{1 \quad 1 \quad 1 \quad 0 \quad 0 \quad 0\}$$

și p — presiunea apei din pori (cu semnul + s-au notat eforturile de întindere), care se manifestă normală și cu valori egale pe toate suprafețele pe care acționează (tensor sferic).

În toate mediile poroase saturate analiza trebuie efectuată pentru un mediu bifazic solid + apă pe baza stării de eforturi efective. În cazul mediilor poroase nesaturate presiunea apei din pori se neglijează. Acest caz corespunde din punctul de vedere al calculului cu cel precedent în care presiunea apei din pori se consideră nulă.

În problemele de mecanica pămîntului există trei cazuri distincte care guvernează presiunea apei din pori p:

— cazul încărcării foarte rapide cînd p depinde ea însăși de deformația volumetrică $\varepsilon_v = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}$;

— cazul încărcării foarte lente cînd p se determină pe baza ecuației infiltrațiilor în regim permanent;

— cazul de tranziție între cele două cazuri limită menționate mai înainte, în care problema devine dependentă de timp și se rezolvă pe baza ecuațiilor cuplate din celelalte două cazuri.

În practică în domeniul barajelor de pămînt se consideră de obicei cele două cazuri limită, pe baza cărora se reglează soluția. În domeniul barajelor de beton se recomandă de asemenea considerarea primelor două cazuri primul corespunzînd lui $p = 0$, iar al doilea ipotezei regimului staționar pentru lacul plin.

Cel mai simplu procedeu de considerare a presiunii apei din pori constă în substituția ecuației (3.92) în ecuațiile de echilibru al sistemului de tipul (3.20)...(3.22):

$$\{f\} = -\int_v [N]^T \{b\}\, dv - \int_s [N]^T \{\bar{t}\}\, ds + \int_v [B]^T \{\sigma\}\, dv =$$

$$= -\int_v [N]^T \{b\}\, dv - \int_s [N]^T \{\bar{t}\}\, ds + \int_v [B]^T \{\sigma'\}_{ef}\, dv - \quad (3.93)$$

$$- \int_v [B]^T \{m\}\, p\, dv$$

Rezultă că introducerea presiunii apei din pori necesită introducerea unui termen nou de forma $-\int_v [B]^T \{m\}\, p\, dv$ în ecuațiile de echilibru. Distribuția presiunii apei din pori se calculează după procedeele din mecanica pămînturilor menționate mai înainte, sau se consideră arbitrar după normative. În mod curent corpul de beton al barajelor se consideră impermeabil.

În problema încărcărilor din greutatea proprie și a eforturilor inițiale nu natura încărcărilor prezintă interes ci modul lor de aplicare. În terenul de fundare a barajelor există dintotdeauna o stare inițială de eforturi, numite eforturi litostatice. În calcule, greutatea proprie a terenului de fundare nu trebuie aplicată simultan cu greutatea structurii dar este important să se adune efectul eforturilor inițiale la eforturile din încărcările construcției mai ales în calculele neliniare.

Încărcarea din greutatea proprie indiferent de tipul barajului se realizează în trepte, greutatea lamelelor în cazul barajelor de beton sau a straturilor nou adăugate în cazul barajelor din materiale locale. Secvențele de construcție pot fi cuprinse în analiză dar efortul de calcul crește substanțial. Problema care apare este de a delimita cazurile în care aplicarea încărcării din greutatea proprie într-o singură secvență pe întreaga structură nu denaturează rezultatele.

Starea de eforturi în secțiunea transversală a barajelor de greutate sau cu contraforți rezultă identică atît în ipoteza aplicării întregii greutăți a

structurii într-o secvență cît și în ipoteza aplicării ei secvențiale în lamele. În general distribuțiile eforturilor sînt puțin sensibile cu secvențele de încărcare. Afirmația este adevărată chiar și în cazul barajelor de pămînt alcătuite din materiale cu comportare pronunțat neliniară.

Starea de deformație este însă puternic afectată de secvențele de construcție. În cazul barajelor de greutate problema nu prezintă interes. În cazul barajelor din materiale locale, deplasările (tasări, deplasări orizontale) umpluturii pe perioada construcției sînt de mare importanță; simularea construcției barajului se face din 6...10 straturi pentru a obține o precizie satisfăcătoare în estimarea deplasărilor.

În analizele tridimensionale efectele aplicării secvențiale a încărcării din greutatea proprie pot fi mult mai importante. Spre exemplu în cazul barajelor din materiale locale înscrise în văi relativ înguste, versanții mult mai rigizi decît materialele din corpul barajului preiau o cotă parte din încărcare, conducînd la rezultate substanțial diferite de cele obținute în analizele bidimensionale în secțiunea transversală a barajului.

Barajele arcuite prezintă o situație specifică. Ele se execută din ploturi cu rosturi care se injectează în faza finală a construcției. Ipoteza acceptată cel mai frecvent este de a aplica greutatea proprie a barajului arcuit numai pe console (calcul bidimensional), considerînd că rosturile neinjectate sînt deschise permanent și nu apar forțe de frecare pe rosturi. Într-un calcul mai exact trebuie ținut cont de posibilitățile conlucrării dintre ploturi chiar cu rosturile neinjectate.

Aplicarea acțiunii termice (sau a contracției de întărire a betonului care se echivalează cu o scădere generală de temperatură) nu prezintă dificultăți în metoda elementelor finite. Metodologia de calcul se bazează pe considerarea deformațiilor inițiale cauzate de diferențele de temperatură ($\Delta\Theta$) în raport cu temperatura de referință. Temperatura de referință corespunde cu temperatura betonului la punerea în operă în cazul barajelor de greutate sau cu temperatura de închidere a rosturilor în cazul barajelor arcuite.

În ipoteza stării de efort plan deformația specifică termică ($\{\varepsilon_0\}_{\Delta\Theta}$) are aspectul

$$\{\varepsilon_0\}_{\Delta\Theta} = \begin{Bmatrix} \alpha\ \Delta\Theta \\ \alpha\ \Delta\Theta \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \alpha \\ \alpha \\ 0 \end{Bmatrix} \Delta\Theta = \{\alpha\}\,\Delta\Theta \tag{3.94}$$

unde α este coeficientul de dilatare termică a materialului iar $\Delta\Theta$ diferența de temperatură față de temperatura de referință.

În acord cu relațiile (3.16 *a*) și (3.22), deformațiile specifice termice se materializează prin forțe nodale la nivelul elementului și a structurii. La nivelul elementului relația de calcul are forma (vezi 3.16*a*):

$$\{f_i\}_{\Delta\Theta} = \int_{Vel} [B]^T [D] \{\alpha\}\,\Delta\Theta\, dv \tag{3.95}$$

Distribuția temperaturilor în cîmpul elementului poate fi convenabil calculată în schema de discretizare considerată pentru calculul eforturilor și folosind funcții de aproximare identice cu cele pentru deplasări. Ecuația

propagării căldurii în regim staționar și problema plană are o formă asemănătoare cu ecuația curgerii în medii poroase (3.37):

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k\frac{\partial \Theta}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(k\frac{\partial \Theta}{\partial y}\right)+Q=0 \tag{3.97}$$

unde k este conductivitatea termică; Θ — temperatura în cîmpul elementului; Q — fluxul de căldură pe unitatea de suprafață.

Exprimînd temperaturile din cîmpul elementului în funcție de temperaturile nodale $\{\Theta_i\}$ prin intermediul matricei funcțiilor de aproximare:

$$\{\Theta(xy)\}=[N]\{\Theta_i\} \tag{3.98}$$

relația (3.95) are în final aspectul:

$$\{f_i\}_{\Delta\Theta}=\int_{Vel}[B]^T[D]\{\alpha\}[N]\{\Theta_i-\Theta_r\}\,dv= \tag{3.99}$$

$$=\int_{Vel}[B]^T[D]\{\alpha\}[N]\{\Delta\Theta\}\,dv$$

În calcule se recomandă să se considere temperaturile medii lunare sau pe durate lungi, fluctuațiile de temperatură pe perioade scurte (diurne, săptămînale) neavînd capacitate de penetrare în interiorul masei de beton (fig. 3.22).

Modelarea comportării materialelor. În calculele curente se admite uzual ipoteza comportării liniar elastice a materialelor care alcătuiesc ansamblul discretizat baraj-teren de fundare. În metoda elementelor finite bazată pe aproximarea cimpului deplasărilor, ipoteza conduce la un sistem de ecuații algebrice avind forma (vezi 3.26):

$$[K]\{u_i\}=\{R\} \tag{3.100}$$

unde $[K]$ este matricea de rigiditate a sistemului; $\{u_i\}$ — vectorul deplasărilor nodale; $\{R\}$ — vectorul încărcărilor nodale echivalente.

Betonul și rocile stîncoase mai ales în stadiile limită de solicitare sau pămînturile și anrocamentele pentru orice nivel de solicitare au o comportare pronunțat neliniară [16, 17, 18]. Neliniaritățile pot proveni atît din comportarea materialelor cît și din cauza deplasărilor (deformațiilor specifice) mari ale sistemului (neliniarități geometrice) care impun formularea ecuațiilor de echilibru pe sistemul deformat. În metoda elementelor finite, astfel de comportări se modelează cel mai frecvent prin aplicarea în trepte

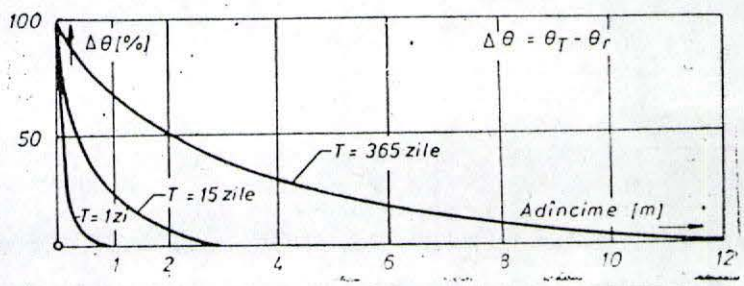


Fig. 3.22 — Scăderea în adîncimea betonului a variației amplitudinilor ciclice de temperatură (θ_T) în raport cu temperatura de referință (θ_r).

a încărcărilor, matricea de rigiditate a sistemului fiind corectată în fiecare treaptă (s) în funcție de starea de deformații (eforturi) în sistem. Sistemul de ecuații în acest caz are aspectul

$$[K(u_i)]_s \{\Delta u_i\}_s = \{\Delta R\}_s \qquad (3.101)$$

unde $\{u_i\} = \sum_1^n \{\Delta u_i\}_s$ și $\{R\} = \sum_1^n \Delta R_s$, n corespunzînd cu numărul de trepte în care s-a fragmentat încărcarea.

Relația (3.101) poate fi interpretată ca un procedeu de echivalare a calculului neliniar printr-o succesiune de calcule liniar elastice, pe parcursul unui pas de calcul (treaptă de încărcare), sistemul fiind considerat cu comportare liniar-elastică. Se subliniază că numărul de trepte de încărcare trebuie ales suficient de mare astfel încît să se modeleze satisfăcător modificările de rigiditate ale sistemului. De asemenea încărcările trebuie considerate în ordinea lor cronologică, în calculele neliniare starea de eforturi fiind dependentă de istoria încărcării.

O schematizare pe baza relației $\sigma - E$ în problema unidimensională a principalelor modele de comportare a materialelor este ilustrată în figura 3.23. Modelele liniar elastic izotropic, sau ortotropic (fig. 3.23, *a*) sînt cele mai frecvent folosite, cel de al doilea fiind folosit mai ales pentru modelarea rocilor stratificate.

Modelele neliniar elastic (fig. 3.23, *b*) și elasto-plastic (fig. 3.23, *c*) se folosesc pentru modelarea comportării betoanelor, metalelor, rocilor, pămînturilor. Modelul elasto-plastic este caracterizat de o comportare liniar-elastică pînă la atingerea efortului limită σ_0. Peste această limită comportarea este plastică, apărînd deformații permanente la descărcare. În modelul ideal plastic $E_{pl} = 0$ (modulul de elasticitate plastic este nul). Modelul vîsco-elasto-plastic este caracterizat de dependența deformațiilor de timp (fig. 3.23, *d*).

În continuare sînt prezentate pe scurt mai multe modele neliniare de comportare a materialelor din sistemul baraj-teren de fundare care sînt implementate în programele NONSAP, ADINA și SIMEX [9, 10, 19].

Betoanele și numeroase roci din terenul de fundare a barajelor sînt caracterizate de degradarea rigidităților lor în funcție de creșterea deformațiilor. În figura 3.24 sînt reprezentate modificările modulilor de compresibilitate

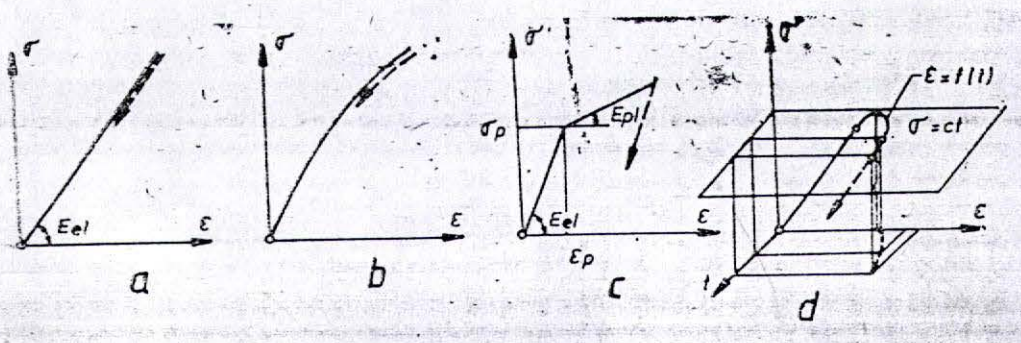


Fig. 3.23 — Diagrame $\sigma - \varepsilon$ în problema unidimensională pentru diverse modele de comportare a materialelor: *a* — liniar elastic; *b* — neliniar elastic; *c* — elasto-plastic; *d* — vîsco-elasto-plastic (încărcare-linie continuă, descărcare-linie întreruptă); E_{el} — modul elastic; E_{pl} — modul plastic.

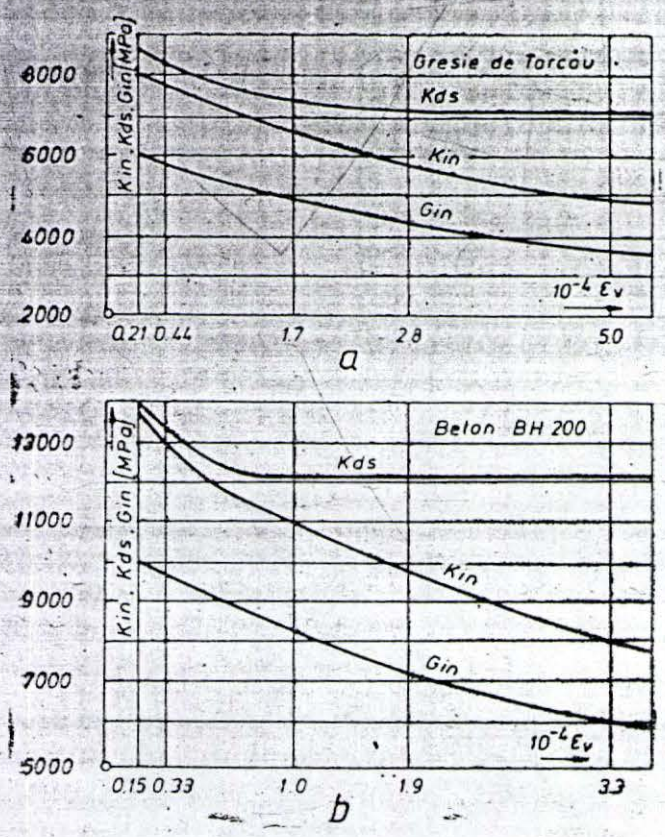


Fig. 3.24 — Curbe de degradare a rigidităților materialelor (K_{in}, K_{ds}, G_{in}) în funcție de deformația volumetrică (ε_v): *a* — gresii de Tarcău, *b* — beton BH 200 (K_{in} — modul de compresibilitate la încărcare, K_{ds} — idem la descărcare, G_{in} — modul de deformație transversală la încărcare).

la încărcare (K_{in}), descărcare (K_{ds}) și a modulului de deformație transversală la încărcare (G_{in}) în funcție de deformația volumetrică (ε_v) determinate pe bază de încercări de teren pentru gresiile de Tarcău (specifice amplasamentului barajului Izvorul Muntelui-Bicaz) și pentru betonul BH 200 [17]. Modelul se înscrie în categoria celor neliniare elasto-plastice (fig. 3.23, *b* și *c*), comportarea neliniară fiind caracteristică la orice nivel de încărcare iar la descărcare rămînînd efecte remanente ($K_{ds} > K_{in}$). Modulul de deformație transversală la descărcare (G_{ds}) se calculează cu relația:

$$G_{ds} = G_{in} \frac{K_{ds}}{K_{in}} \tag{3.102}$$

În modelul descris mai înainte, și care în continuare se va denumi model cu degradarea rigidității materialului, în forma implementată în programele NONSAP și ADINA nu este utilizată o condiție explicită de curgere. De asemenea cazurile materialului încărcat sau descărcat rezultă numai din istoria deformațiilor volumetrice. Modelul se aplică atît în analiza bidimensională cît și tridimensională.

Relațiile creșterilor secvențiale eforturi-deformații implementate în model au aspectul:

$$\Delta D_{kl} = 2G_s \, \Delta l_{kl}$$

și

$$\Delta \sigma_m = 3K_s \, \Delta \varepsilon_m \tag{3.103}$$

unde ΔD_{kl} și Δl_{kl} sînt componentele creșterilor tensorului deviator al eforturilor și respectiv deviator al deformațiilor; $\Delta\sigma_m$ și $\Delta\varepsilon_m$ — creșterile efortului mediu și respectiv deformației specifice medii; K_s și G_s — modulii curenți de compresibilitate și respectiv de deformație transversală în pasul curent (s) de calcul (încărcările se aplică secvențial într-un număr total n de pași de calcul, $s \in [1, n]$).

Modulii K_s și G_s sînt funcții de condițiile încărcării (creștere, descreștere) și de deformațiile volumetrice în pasul de calcul $s(\varepsilon_{v,s})$, definite conform relației:

$$\varepsilon_{v,s} = \varepsilon_{grav} + (-3\varepsilon_{m,s}) \tag{3.104}$$

unde ε_{grav} este deformația specifică volumetrică (luată pozitiv) produsă de greutatea proprie modelată ca o presiune gravitațională de tip hidrostatic, iar $E_{m,s}$, deformația specifică medie din încărcările exterioare exceptînd greutatea proprie, în pasul s:

$$E_{m,s} = \frac{1}{3}(\varepsilon_{x,s} + \varepsilon_{y,s} + \varepsilon_{z,s}) = \frac{1}{3}\varepsilon'_{v,s} \tag{3.105}$$

În vederea determinării modulilor curenți într-un pas de calcul s se definește ε_{min} — deformația medie care a fost atinsă în pasul de calcul anterior (s-l); conform relației (3.104) se observă că materialul în punctul de calcul considerat este încărcat dacă $\varepsilon_{m,s} \leqslant \varepsilon_{min}$ și este descărcat dacă $\varepsilon_{m,s} > \varepsilon_{min}$. Rezultă:

$$K_s = \begin{cases} K_{in} & \text{cînd } \varepsilon_{m,s} \leqslant \varepsilon_{min} \\ K_{ds} & \text{cînd } \varepsilon_{m,s} > \varepsilon_{min} \end{cases} \tag{3.106}$$

$$G_s = \begin{cases} G_{in} & \text{cînd } \varepsilon_{m,s} \leqslant \varepsilon_{min} \\ G_{ds} & \text{cînd } \varepsilon_{m,s} > \varepsilon_{min} \end{cases}$$

În cazul betonului, deformațiile speeifice (ε_b) la compresiune uniaxială pot fi determinate cu relația (valabilă pentru $\varepsilon_b \leqslant 3{,}5‰$):

$$\varepsilon_b = 1{,}1 \cdot \frac{R_c}{E_b} \ln\left(1 - \frac{1}{1{,}1}\frac{\sigma_b}{R_c}\right) \tag{3.107}$$

în care: R_c este rezistența de rupere la compresiune determinată pe epruvetă tip; E_b — modulul de elasticitate al betonului; σ_b — efortul de calcul de compresiune.

Într-un pas de calcul (s) se acceptă că:

$$E_{b,s} = \frac{\sigma_{b,s}}{\varepsilon_{b,s}} \text{ și } \varepsilon_{r,s} = \varepsilon_b(1 - 2\mu) \tag{3.108}$$

unde μ este coeficientul de contracție transversală a betonului.

Valorile curente ale modulilor de compresibilitate la încărcare ($K_{s,in}$) respectiv de deformație transversală la încărcare ($G_{s,in}$) se determină în acord cu relațiile din literatură:

$$K_{s,in} = \frac{E_{b,s}}{3(1-2\mu)} \quad G_{s,in} = \frac{E_{b,s}}{2(1+\mu)} \tag{3.109}$$

Modulul de compresibilitate la descărcare ($K_{s,\,as}$) al betonului se consideră de obicei constant dar mai mare decît $K_{s,\,in}$.

În toate cazurile trebuie respectate restricțiile:

$$|K_{s,\,as}| \geqslant |K_{s,\,in}| \quad |G_{s,\,in}| < 1{,}5|K_{s,\,in}| \tag{3.110}$$

În model, în mod opțional este introdusă condiția „no tension", prin care rigiditatea materialului se anulează sau se diminuează drastic pe direcția eforturilor de întindere. Eforturile de întindere apar atunci cînd eforturile litostatice considerate pozitive sînt anulate de eforturile de întindere din încărcările curente. Condiția se pune prin simularea unor fisuri pe direcții perpendiculare la eforturile principale de întindere care apar într-un pas curent de calcul s. Eforturile sînt determinate în punctele de integrare pe element.

Modelele elasto-plastice se aplică frecvent pentru simularea comportării materialelor geologice sau structurale (roci stîncoase, pămînturi, beton, beton armat, oțel, mase plastice). Problema de bază în descrierea comportării acestor materiale pe baza metodei elementelor finite constă în definirea matricelor efort-deformații pentru diverse stadii de încărcare a sistemului discretizat.

Descrierea comportării unui material în analiza elasto-plastică necesită trei criterii suplimentare asociate relației efort-deformație din domeniul elastic și anume: condiția de curgere, care specifică starea tridimensională de eforturi corespunzătoare începerii curgerii plastice; legea de curgere privind creșterile deformațiilor plastice cu eforturile curente și creșterile de efort care succed curgerii; legea de consolidare care specifică cum condiția de curgere se modifică pe durata curgerii plastice.

Modelele elasto-plastice descrise în continuare și care sînt implementate în programele NONSAP și ADINA corespund consolidării izoterme-cinematice sau izotrope, la care condiția de curgere inițială și pe durata curgerii are forma [16, 18]:

$$F(e^p_{ij},\, \sigma_{ij},\, \varkappa) = 0 \quad i, j = 1, 2, 3 \tag{3.111}$$

unde e^p_{ij} reprezintă matricea deformațiilor plastice totale; σ_{ij} — matricea eforturilor totale; x — o funcție de e^p_{ij} în cazul consolidării izotrope și o constantă în cazul consolidării cinematice. Efectele termice și vîscoase sînt neglijate.

Unele restricții au fost impuse asupra legii de curgere în acord cu materialele elastice ideal-plastice. Astfel a fost acceptată condiția de normalitate. Această condiție arată că viteza deformației plastice $\dot{e}^p_{ij}$ se găsește în spațiul eforturilor pe o direcție normală la suprafață de curgere $F \equiv 0$, avînd forma:

$$\dot{e}^p_{ij} = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad i, j = 1, 2, 3 \tag{3.112}$$

unde λ este o constantă de proporționalitate.

Criteriul de curgere Coulomb fie în formularea clasică, fie în formularea *Drucker-Prager* (1952) este frecvent aplicat pentru modelarea comportării rocilor stîncoase, pămînturilor, betonului. În ambele formulări se introduce uneori o condiție suplimentară pentru limitarea eforturilor de întindere.

În criteriul de curgere Coulomb, domeniul de existență al eforturilor este dat prin relația (fig. 3.25):

$$|\tau| \leqslant \sigma \operatorname{tg} \varphi + c \tag{3.113}$$

unde τ este efortul tangențial; σ — efortul normal; φ — unghiul de frecare interioară; c — coeziunea materialului.

În sistemul tridimensional ortogonal (σ_1, σ_2, σ_3) relația (3.113) se reprezintă printr-o piramidă hexagonală neregulată, dreaptă, a cărei axă este egal înclinată față de axele sistemului (fig. 3.25, *b*). Funcția de curgere F, în cazul unui material izotropic, rezultată din prelucrarea relației (3.113), pentru starea de deformație plană, are aspectul:

$$F = 4\tau_{xy}^2 + (\sigma_x - \sigma_y)^2 - [(\sigma_x + \sigma_y) + 2c \operatorname{ctg} \varphi]^2 \sin^2 \varphi = 0 \tag{3.114}$$

Dacă se introduce condiția de limitare a rezistenței la întindere a materialului (β_z), relația (3.114) se modifică astfel (fig. 3.25, *c*):

$$F = 4\tau_{xy}^2 + (\sigma_x - \sigma_y)^2 - (\sigma_x + \sigma_y + 2\beta_z) = 0 \tag{3.115}$$

Criteriul de curgere Drucker-Prager, rezultat ca o formă extinsă a condiției Coulomb, are aspectul [9]:

$$F = 3\alpha\sigma_m + \frac{S_{ij}}{\sqrt{2}} - k = 0 \quad i, j = 1, 2, 3 \tag{3.116}$$

unde σ_m este efortul mediu, iar S_{ij} — efortul deviator:

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

$$S_{ij} = [D]_\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_x - \sigma_m & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - \sigma_m & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - \sigma_m \end{bmatrix} \tag{3.117}$$

Parametrii α și k depind de c și φ și sînt constante pentru un material:

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \qquad k = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \tag{3.118}$$

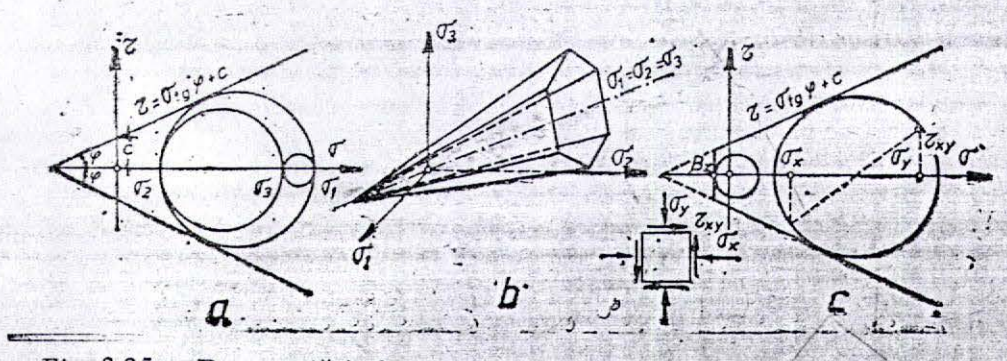


Fig. 3.25 — Reprezentări ale criteriului de curgere Coulomb: *a* — în sistemul (σ, τ) cu cercul lui Mohr; *b* — în sistemul tridimensional $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$; *c* — în cazul limitării eforturilor de întindere.

În sistemul ortogonal tridimensional (σ_1, σ_2, σ_3) expresia (3.116) reprezintă un con avînd axa $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ (fig. 3.26, *a*). În planul deviator $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = ct$, criteriul Drucker-Prager corespunde cu un cerc înscris în hexagonul asociat criteriului Coulomb (fig. 3.26, *b*).

Criteriul de curgere Von Mises poate fi folosit pentru modelarea comportării armăturilor din betonul armat sau a ancorelor. În cazul consolidării izoterme-izotrope sau cinematice, condiția de curgere Von Mises are aspectul [9]:

$$F = \frac{1}{2}(S_{ij} - \alpha_{ij})(S_{ij} - \alpha_{ij}) - \varkappa \quad i, j = 1, 2, 3 \tag{3.119}$$

unde S_{ij} este efortul deviator; α_{ij} — tensorul translației suprafeței de curgere; $\varkappa$ — o funcție de efortul de curgere la solicitarea materialului cu întindere axială.

În sistemul tridimensional ortogonal σ_1, σ_2, σ_3 condiția de curgere Von Mises reprezintă un cilindru nelimitat avînd axa $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. În planul deviator $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = ct$. criteriul corespunde unui cerc (fig. 3.27).

Funcția de curgere F mai este numită uneori funcția încărcării. Ea depinde de starea de efort și deformație precum și de istoria încărcării. În spațiul eforturilor ecuația $F = 0$ reprezintă o suprafață închisă. Nici o deformație plastică nu se produce atît timp cît $F < 0$. În modelele descrise înainte cînd $F < 0$ materialele se comportă liniar-elastic. Deformațiile plastice se produc atunci cînd $F = 0$. Cazul $F > 0$ nu se poate produce niciodată și nu are nici o semnificație.

Modelele descrise se definesc în cadrul programelor NONSAP și ADINA atît în ipoteza uzuală a micilor deformații cît și în cazul deformațiilor finite (formulări Lagrange) care uneori corespund mai bine modelării stadiilor ultime de solicitare care preced ruperea [9].

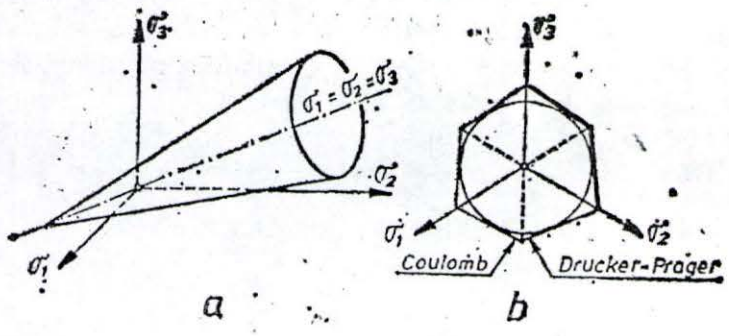


Fig. 3.26 — Reprezentări al criteriului de curgere Drucker-Prager: *a* — în sistemul tridimensional (σ_1, σ_2, σ_3); *b* — în planul deviator $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$=constant.

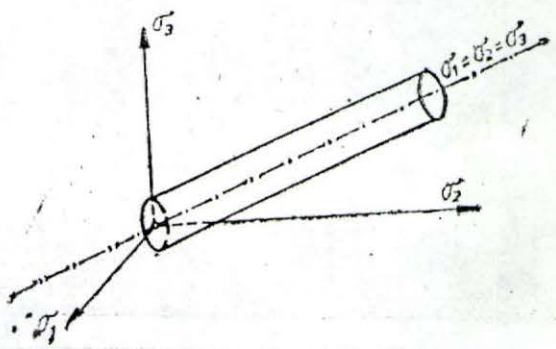


Fig. 3.27 — Reprezentarea criteriului de curgere Von Mises în sistemul tridimensional (σ_1, σ_2, σ_3).

Modelarea comportării pămînturilor și anrocamentelor se face frecvent cu modelul hiperbolic *Duncan-Chang*. Modelul, implementat în programul SIMEX [19] se bazează pe reprezentarea relației neliniare efort-deformație cu o curbă de tip hiperbolic, conform propunerii *Kondner* (1963) (fig. 3.28):

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} \tag{3.120}$$

unde a și b sînt constante empirice; ε_a — deformația axială; σ_1, σ_3 — eforturile principale.

Valoarea inițială a modulului tangent (E_i) se exprimă în funcție de presiunea laterală (σ_3) conform relației propuse de *Janbu* (1963):

$$E_i = k p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \tag{3.121}$$

unde k este un număr modul; n — un exponent care exprimă rata schimbării lui E_i cu σ_i (atît k cît și n sînt numere adimensionale); p_a — presiunea atmosferică exprimată în aceleași unități de măsură ca σ_3.

Rezistența la rupere se exprimă după criteriul *Mohr-Coulomb* cu relația:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup} = \frac{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \tag{3.122}$$

în care c este coeziunea materialului; φ — unghiul de frecare interioară; raportul ruperii (R_f) are expresia (v. fig. 3.28):

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{lim}} \tag{3.123}$$

Relațiile (3.121) ... (3.123) conduc la o exprimare directă a funcției efort-deformație după *Kondner* pentru o valoare dată a presiunii laterale σ_3 pe baza parametrilor k, n, R_f, c și φ.

În analiza cu elemente finite matricea de legătură efort-deformație $[D]$ trebuie exprimată pe baza legii generalizate a lui *Hooke*. Rezolvarea a fost dată de *Clough* și *Woodward* (1967) pe baza modulului de compresibilitate K și a modulului de deformație transversală G:

$$[D] = \begin{bmatrix} K + G & K - G & 0 \\ K - G & K + G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \tag{3.124}$$

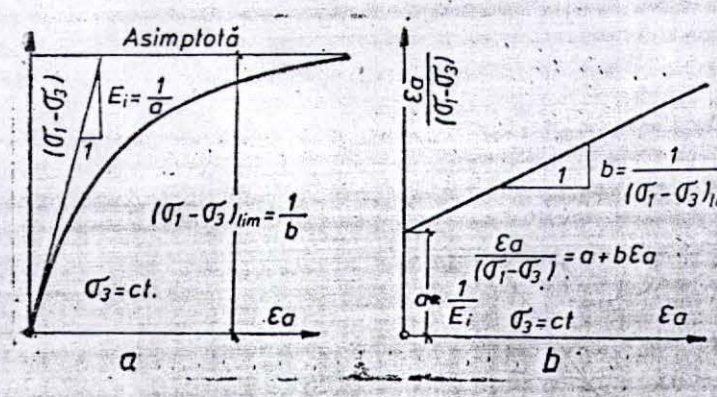


Fig. 3.28 — Reprezentarea grafică a relației efort-deformație pentru pămînturi, după Kondner: *a* — reprezentarea hiperbolică; *b* — transformata liniară a reprezentării hiperbolice.

unde $$K = \frac{E_t}{2(1+\mu_t)(1-2\mu_t)} \text{ și } G = \frac{E_t}{2(1+\mu_t)}$$

Modulul de elasticitate tangent la curba efort-deformație (E_t) și coeficientul Poisson asociat (μ_t) se exprimă cu relațiile (după *Kulhawy*):

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(1-\sin\varphi)(\sigma_1-\sigma_3)}{2c\cos\varphi + 2\sigma_3\sin\varphi}\right]^2 k p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n$$

$$\mu_t = \frac{G - F\log(\sigma_3/p_a)}{\left\{1 - \frac{D(\sigma_1-\sigma_3)}{k p_a\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n\left[1 - \frac{R_f(\sigma_1-\sigma_3)(1-\sin\varphi)}{2c\cos\varphi + 2\sigma_3\sin\varphi}\right]}\right\}^2} \qquad (3.125)$$

în care: k, n, G, F, D sînt parametri determinați prin încercări triaxiale.

Pentru cazul descărcării, modulul de elasticitate tangent (E_{ds}), se determină cu relația:

$$E_{ds} = k_{ds} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \qquad (3.126)$$

în care numărul modul k_{ds} se determină experimental și este mai mare decît k (vezi relația 3.121).

Criterii pentru selectarea modelelor de analiză statică. Aplicarea diverselor modele neliniare în analiza statică prin elemente finite a sistemelor baraj-teren de fundare nu implică dificultăți majore. Problema care apare este de a delimita cazurile în care se impun analize neliniare și modul cum rezultatele furnizate de asemenea analize pot fi interpretate în termeni de siguranță și performanță a structurii.

Mai înainte s-a subliniat unitatea materialelor care alcătuiesc diversele sisteme baraj-teren de fundare, toate fiind sau putînd fi echivalate cu medii poroase. La acest punct se scot însă în relief unele deosebiri în comportarea lor nu atît calitative cît mai ales prin valorile cantitative ale unor parametri care separă structurile de beton de cele de pămînt din punctul de vedere a vulnerabilității lor la diferite moduri de cedare. Pămîntul, anrocamentele și chiar rocile fisurate sînt materiale necoezive sau slab coezive iar structurile proiectate din aceste materiale au forma adaptată astfel încît aceste materiale să fie solicitate numai la compresiune. Structurile din aceste materiale au o capacitate mare de adaptare cu deformații considerabile și modul de rupere fragilă prin întindere în cazul lor este neverosimil. Prin contrast betonul și rocile stîncoase sînt materiale puternic coezive care fără armătură sînt foarte sensibile la ruperea fragilă sau la eforturi de întindere. Prezența unor fisuri de întindere poate provoca ruperea bruscă a unei structuri din beton dar va avea în general efecte reduse asupra comportării unei structuri din pămînt [8].

Pe baza celor menționate mai înainte proiectantul de baraje de beton trebuie să analizeze atent posibilitățiie de dezvoltare a unor fisuri în structură și de producere a ruperii fragile. Prin contrast proiectantul de baraje de pămînt trebuie să-și concentreze atenția pe deformațiile probabile ale struc-

turii în condițiile de exploatare. Pământul fiind un material mai slab, factorul de siguranță la ruperea prin compresiune este mult mai mic și chiar în condiții de exploatare pot fi acceptate zone din corpul barajului în care s-a atins starea „plastică". O asemenea stare „plastică" sub încărcările din exploatare nu ar fi însă permisă la barajele din beton, fiindcă ea ar conduce la o rapidă deteriorare.

Comisia de calcul din cadrul ICOLD recomandă următoarele tipuri de analize prin elemente finite [8]:

— analize neliniare pentru evaluarea deplasărilor barajelor de pământ, care în mod obișnuit sînt mari; asemenea analize trebuie să furnizeze informații și asupra mecanismului de cedare;

— analize liniar elastice la încărcările din exploatare pentru evaluarea stării de eforturi în barajele de beton; dacă prin calcule sînt puse în evidență zone cu întinderi unde se pot dezvolta fisuri atunci o analiză neliniară limitată devine esențială; în interpretarea rezultatelor se recomandă considerarea eforturilor principale maxime de compresiune în structură și a unui „factor de siguranță" față de efortul limită.

O mențiune specială trebuie făcută asupra analizeior privind presiunea apei din pori. Astfel s-au delimitat cazurile în care presiunea apei din pori poate fi evaluată pe baza ecuației infiltrațiilor în regim permanent. Pentru materialele argiloase și alte materiale puțin permeabile și pronunțat compresibile, un calcul în timp al dezvoltării și disipării presiunii apei din pori produsă de variațiile rapide ale încărcărilor și deformațiilor scheletului solid al materialelor este strict necesar.

3.4. ANALIZA DINAMICA

Ecuații de mișcare. Matricea maselor. Matricea de amortizare. Analiza dinamică a barajelor se identifică de obicei cu analiza seismică fiindcă acțiunile seismice sînt singurele acțiuni dinamice importante care solicită barajele [8, 20].

În principiu, analiza dinamică poate fi considerată ca o extindere a analizei statice, în care în ecuațiile de echilibru au fost introduse forțe suplimentare dinamice rezultate din mișcarea structurii. Aceste forțe suplimentare dinamice sînt de inerție și de amortizare. Astfel ecuațiile de echilibru static au fost înlocuite cu ecuațiile de echilibru dinamic, conform principiului *D'Alembert*. Soluția problemei de analiză dinamică nu mai este unică așa cum se obținea în analiza statică ci o succesiune de valori corespunzătoare la diverse momente de timp.

Deplasările în cîmpul elementelor sînt în analiza dinamică dependente de timp (vezi relațiile 3.2 sau 3.61):

$$\{u\ (x,\ y,\ t)\} = [N(x,\ y)]\ \{u_i(t)\} \tag{3.127}$$

unde $\{u_i(t)\}$ reprezintă vectorul deplasărilor nodale (translații, rotiri) dependente de timpul t.

În ipoteza deformațiilor mici, relația între deformațiile din cîmpul elementului $\{\varepsilon(x, y, t)\}$ și deplasările nodale $\{u_i(t)\}$ are aspectul (vezi relația 3.6):

$$\{\varepsilon(x, y, t\} = [L][N(x, y)]\{u_i(t)\} = [B(x, y)]\{u_i(t)\} \qquad (3.128)$$

Cea mai directă formulare a ecuațiilor de echilibru într-un element finit derivă din aplicarea principiului deplasărilor virtuale (vezi relațiile 3.13 și 3.16 *b*):

$$\{q_{el}\} = \int_{Vel} [B]^T\{\sigma\}\, dv - \int_{Vel} [N]^T\{b\}\, dv - \int_{Sel} [N]^t\{\bar{t}\}\, ds \qquad (3.129)$$

Eforturile $\{\sigma\}$ sînt la rîndul lor dependente de timp (vezi relațiile 3.8 și 3.128), iar forțele masice specifice $\{b\}$ se determină conform principiului *D'Alembert*, cu expresia:

$$\{b\} = \{b_0\} - \rho\{\ddot{u}\} - \mu\{\dot{u}\} = \{b_0\} - \rho[N]\{\ddot{u}_i\} - [\mu[N]\{\dot{u}_i\} \qquad (3.130)$$

unde $\{b_0\}$ reprezintă forțele masice gravitaționale; ρ — densitatea materialului; $[\mu]$ — matricea de viscozitate care modelează amortizarea vîscoasă (proporțională cu viteza de deformare) în cadrul elementului. Exprimarea accelerațiilor $\{\ddot{u}\}$ și vitezelor $\{\dot{u}\}$ din cîmpul elementului s-a făcut prin derivarea relației (3.127) în raport cu timpul.

În relația (3.129) se înlocuiește (3.130), (3.8) și (3.128). Rezultă următoarea expresie valabilă în ipoteza comportării liniar elastice a elementului considerat:

$$\{q_{el}\} = \int_{Vel} [B]^T[D]\,[B]\, dv\{u_i(t)\} - \int_{Vel} [B]^T[D]\{\varepsilon_0\}\, dv -$$

$$- \int_{Vel} [B]^T\{\sigma_0\}\, dv - \int_{Vel} [N]^T\{b_0\}\, dv + \int_{Vel} [N]^T \rho[N]\, dv\{\ddot{u}_i\} +$$

$$+ \int_{Vel} [N]^T[\mu][N]\, dv\{\dot{u}_i\} - \int_{Sel} [N]^T\{\bar{t}\}\, ds \qquad (3.131)$$

Într-o formă condensată relația (3.131) poate fi scrisă sub forma:

$$[m_{el}]\{\ddot{u}_i(t)\} + [c_{el}]\{\dot{u}_i(t)\} + [k_{el}]\{u_i(t)\} - \{F_{el}\} = \{0\} \qquad (3.132)$$

unde: $[m_{el}] = \int_{Vel} [N]^T \rho[N]\, dv$ este matricea maselor elementului;

$[c_{el}] = \int_{Vel} [N]^T[\mu][N]\, dv$ — matricea de amortizare a elementului;

$[k_{el}] = \int_{Vel} [B]^T[D][B]\, dv$ — matricea de rigiditate a elementului;

$$\{F_{el}\} = \int_{Vel} [N]^T\{b_0\}\, dv + \int_{Sel} [N]^T\{\bar{t}\}\, ds + \int_{Vel} [B]^T[D]\{\varepsilon_0\}\, dv +$$

$$+ \int_{Vel} [B]^T\{\sigma_0\} dv - \{q_{el}\}$$

De remarcat că vectorul $\{F_{el}\}$ reprezentînd forțele totale echivalente aplicate în nodurile elementului finit este dependent de timp și produce forțe inerțiale de răspuns este rapid variabil în timp. Neglijînd primii doi termeni în ecuația (3.132) se obține ecuația de echilibru static pe element (vezi relația 3.14).

Prin adunarea poziționată la nivelul structurii a matricelor corespondente $[m_{el}]$, $[c_{el}]$, $[k_{el}]$ de la nivelul elementelor și al vectorului încărcărilor nodale din elemente $\{F_{el}\}$, așa cum s-a prezentat în relațiile (3.23 ... ... 3.26), se obține sistemul de ecuații de echilibru dinamic (ecuații de mișcare) a sistemului:

$$[M]\{\ddot{u}_i\} + [C]\{\dot{u}_i\} + [K]\{u_i\} = \{F\} \tag{3.133}$$

în care: $[M]$, $[C]$, $[K]$ sînt matricea maselor, matricea de amortizare și respectiv matricea de rigiditate a sistemului; $\{F\}$ — vectorul forțelor dinamice nodale echivalente; $\{\ddot{u}\}$, $\{\dot{u}\}$, $\{u\}$ — accelerațiile, vitezele și respectiv deplasările nodale de răspuns ale sistemului care constituie necunoscutele problemei de analiză dinamică.

În evaluarea matricii maselor elementului $[m_{el}]$ conform relației (3.132) s-au considerat funcții de aproximare $[N]$ identice cu cele folosite pentru evaluarea deplasărilor în cîmp a elementului (fig. 3.29, *a*). Matricea maselor elementului determinată în acest mod se numește matricea maselor consistente sau compatibile. Matricea maselor consistente ale sistemului rezultate prin adunarea poziționată a matricelor maselor consistente ale elementului este o matrice bandă cu termeni extradiagonali.

În practică însă de obicei pentru funcțiile de aproximare a matricii maselor se folosesc expresii mai simple decît cele utilizate în aproximarea cîmpului deplasărilor. Astfel aceste funcții se aleg succesiv de valoare unitară pe zona din element aferentă unui nod și de valoare nulă în exteriorul zonei (fig. 3.29, *b*). Matricea obținută în acest mod se numește matricea maselor concentrate ale elementului și este o matrice diagonală.

În legătură cu evaluarea matricii de amortizare a elementului $[c_{el}]$, practic nu este în general posibil să se definească sau să se determine matricea de viscozitate $[\mu]$. În practică, exprimarea matricei $[c_{el}]$ se face cu expresia *Rayleigh*, în funcție de matricele maselor $[m_{el}]$ și de rigiditatea elementului $[k_{el}]$:

$$[c_{el}] = \alpha[m_{el}] + \beta\,[k_{el}] \tag{3.134}$$

unde α și β sînt parametri scalari care se determină experimental.

În formă dezvoltată relația (3.134) se scrie:

$$[c_{el}] = \int_{Vel} [N]^T[\alpha\rho]\,[N]\,dv + \int_{Vel} [B]^T\beta[D][B]\,dv \tag{3.135}$$

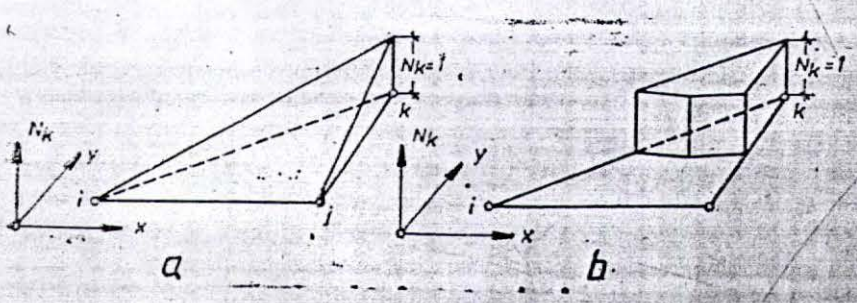


Fig. 3.29 — Funcții de aproximare pentru matricea maselor într-un element finit triunghiular: *a* — mase compatibile (consistente); *b* — mase concentrate.

iar după asamblarea matricelor elementelor din sistem se obține:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \tag{3.136}$$

Deși evidențele directe într-un baraj real asupra corelației liniare între rezistența vîscoasă locală și proprietățile elastice și de masă ale structurii nu sînt concludente, matricea de amortizare evaluată conform relației (3.136) asigură o modelare a amortizării care este confirmată satisfăcător de măsurători. Un alt avantaj al modelului Rayleigh pentru amortizare este că nu introduce cuplare între modurile proprii de vibrație a structurii și valorile α și β pot fi selectate astfel încît să asigure o aproximare satisfăcătoare a fracțiunilor din amorizarea critică (ν_k) pentru toate modurile proprii semnificative (fig. 3.30). În metodele de analiză modală standard care sînt cel mai frecvent aplicate în analiza dinamică nu apare necesară evaluarea coeficienților α și β sau obținerea explicită a expresiei matricei $[C]$; în aceste metode amortizarea este definită prin fracțiunile din amortizarea critică pentru modurile proprii semnificative.

O discuție specială trebuie făcută asupra vectorului $\{F(t)\}$ din relația (3.133) pentru cazul acțiunilor seismice. Acțiunea seismică se manifestă prin mișcări rapide și aleatorii ale fundației structurii. Vectorul forțelor echivalente seismice $\{F_{echiv}(t)\}$ din relația (3.133) este evaluat de obicei pe baza ipotezei că pe durata cutremurului fundația (baza) barajului este o suprafață rigidă avînd mișcări de translații simple. În această ipoteză $\{F_{echiv}(t)\}$ are expresia:

$$\{F_{echiv}(t)\} = -[M]\{r\}\ddot{v}_f(t) \tag{3.137}$$

în care: $\ddot{v}_f(t)$ este accelerograma cutremurului; $\{r\}$ — vectorul proiecțiilor deplasării unitare ($v_f = 1$) de pe direcția cutremurului pe direcțiile gradelor de libertate ale sistemului discretizat.

După introducerea expresiei (3.137) în sistemul (3.133):

$$[M]\{\ddot{u}_i\} + [C]\{\dot{u}_i\} + [K]\{u_i\} = -[M]\{r\}\ddot{v}_f(t) \tag{3.138}$$

baza ansamblului discretizat este considerată în calculele următoare fixă cu deplasare zero. Aceasta înseamnă că parametrii de răspuns $\{\ddot{u}\}$, $\{\dot{u}\}$ și $\{u\}$ calculați din relația (3.138) sînt în valori relative de răspuns.

În analiza dinamică a barajelor în matricea maselor din sistemul (3.133i se includ de obicei efectele inerțiale ale apei din lac. Pentru cazul lichidulu ideal, incompresibil includerea se face conform principiului maselor de apă adiționale. Conform acestui principiu, mișcarea barajului antrenează niște mase de apă virtuale din lac, care participă cu structura la descrierea răs-

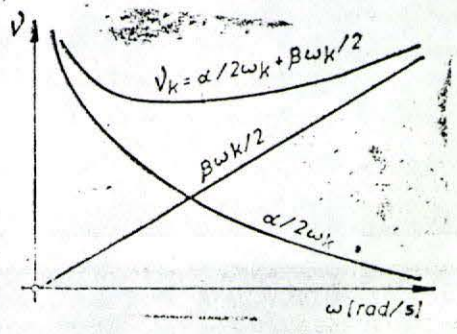


Fig. 3.30 — Variația parametrilor scalari α și β din modelul Rayleigh al amortizării (3—136) cu fracțiunile din amortizarea critică (ν_k).

punsului. Masele adiționale se calculează din presiunile hidrodinamice ale apei din lac provocate de cutremur și care sînt orientate perpendicular pe suprafața paramentului amonte al barajelor. Un termen m_{ij} din matricea maselor $[M_h]$ reprezintă forța hidrodinamică din nodul i cînd în nodul j acționează o accelerație nodală totală unitară pe direcția normalei la suprafață (fig. 3.31). În sistemul de ecuații de mișcare (3.138) matricea maselor adiționale $[M_h]$ după ce a fost redusă cu cosinusurile unghiurilor dintre normalele la suprafețele de aplicare pe paramentul amonte și direcția cutremurului $[r_{c,n}]$ se proiectează de pe direcțiile normalelor la suprafața paramentului amonte pe direcțiile gradelor de libertate ale sistemului $[r_n]$ (fig. 3.32). Relația finală are forma:

$$[[M] + [M_h][r_{cn}][r_n]]\,[\ddot{u}_i] + [C]\{\dot{u}_i\} + [K]\{u_i\} = \\ = -\,[[M]\{r\} + [M_h][r_{cn}][r_n]]\,\ddot{v}_j(t) \qquad (3.139)$$

În relația (3.139) în ipoteza maselor concentrate (diagonale) matricea maselor adiționale are valori nenule numai în gradele de libertate asociate nodurilor de la paramentul amonte în care acționează forțe hidrodinamice din apa din lac. În ipoteza maselor compatibile (consistente) matricea maselor adiționale are valori nenule în nodurile asociate elementelor care au graniță la paramentul amonte.

Procedee de analiză dinamică. Procedeele standard de analiză dinamică prin metoda elementelor finite se grupează în două categorii [5]:

— procedee bazate pe analiza modală care constau în descompunerea sistemului (3.139) în ecuații independente, după modurile proprii (ecuații de mișcare decuplate) și determinarea răspunsului total prin combinarea răspunsurilor din modurile proprii;

— procedee bazate pe integrarea numerică directă în pași de timp ai sistemului (3.139) și determinarea răspunsului pas cu pas.

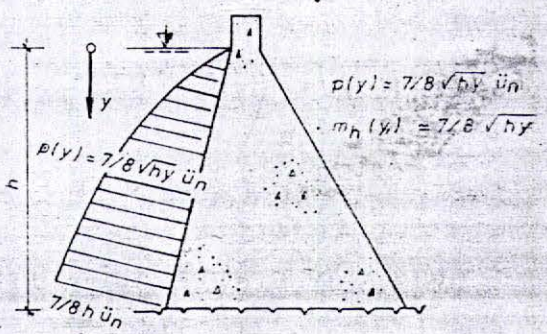
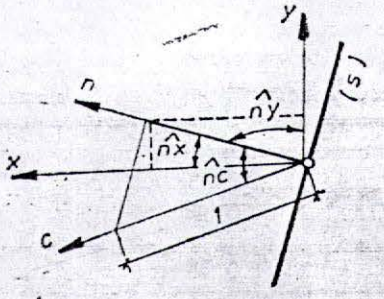


Fig. 3.31 — Evaluarea maselor adiționale m_h (y) pe baza relației Westergaard ($\ddot{u}_n$ — accelerația totală pe direcția normală la paramentul amonte).



$$m_x = m_h \cos(\hat{nc}) \cos(\hat{nx})$$
$$m_y = m_h \cos(\hat{nc}) \cos(\hat{ny})$$

Fig. 3.32 — Evaluarea maselor adiționale pe direcțiile x și y (m_x și m_y); (n — direcția normalei la suprafața paramentului amonte, c — direcția cutremurului.

Procedeele bazate pe analiza modală sint avantajoase atunci cînd răspunsul structurii poate fi evaluat cu suficientă acuratețe printr-un număr relativ redus de moduri proprii. Cutremurele fiind caracterizate de un număr redus de componente de frecvențe joase, răspunsul barajelor la acțiunea seismică se poate încadra în restricția menționată mai înainte. Etapele de bază într-o asemenea analiză sînt următoarele:

— discretizarea barajului și a unei zone corespunzătoare din terenul de fundare într-un asamblaj de elemente finite;

— evaluarea caracteristicilor de rigiditate, amortizare și masă la nivelul elementelor finite precum și a acțiunii seismice efective și formularea ecuațiilor de mișcare la nivelul asamblajului;

— evaluarea moduriior proprii de vibrație a sistemului baraj-teren de fundare și trecerea de la coordonatele geometrice ale elementelor finite la coordonatele normale (modale, generalizate);

— calculul răspunsului seismic în fiecare din coordonatele normale decuplate și apoi evaluarea răspunsului total prin sumarea probabilistică a răspunsurilor modale maxime (analiză spectrală) sau prin sumarea în timp a răspunsurilor modale (analiza în timp prin sumarea răspunsurilor modale).

Studiul vibrațiilor libere a unui sistem neamortizat discretizat în elemente finite revine la rezolvarea sistemului:

$$([K] - \omega^2[M])\{A_i\} = \{0\} \quad i = 1,2 \ldots n \tag{3.140}$$

unde ω sînt frecvențele circulare proprii; $\{A_i\}$ — amplitudinile vibrațiilor libere ale sistemulni (n este egal cu numărul de grade de libertate ale structurii); în matricea $[M]$ s-au inclus și masele adiționale ale apei din lac.

Sistemul (3.140) admite soluții nebanale pentru $\{\varnothing_i\}$ numai dacă determinantul matricei coeficienților sistemului este nul:

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0 \tag{3.141}$$

Ecuația formată prin dezvoltarea determinantului (3.141) se numește ecuația frecvențelor circulare proprii (ω) sau a valorilor proprii (ω^2). Ecuația este de gradul n în ω^2. Prin rezolvarea ei în funcție de ω^2 și extragerea rădăcinii din cele n soluții obținute rezultă frecvențele circulare proprii (ω) ale sistemului.

După determinarea frecvențelor circulare proprii din (3.141), pentru fiecare frecvență circulară proprie ω_k, rezultă următorul sistem de ecuații algebrice liniare și omogene:

$$[E_i^{(k)}][A_i^{(k)}] = \{0\} \text{ unde } [E_i^{(k)}] = [K] - \omega_k^2[M] \tag{3.142}$$

În sistemul (3.142) valorile vectorului $\{A_i^{(k)}\}$ pot fi determinate numai în valori relative prin rapoarte între amplitudini, de exemplu față de o amplitudine $A_1^{(k)}$ luată arbitrar:

$$\{\varnothing_i^{(k)}\} = \frac{1}{A_1^{(k)}}\{A_i^{(k)}\} \quad i = 1,2 \ldots n \tag{3.143}$$

unde $\{\varnothing_i^{(k)}\}$ este vectorul propriu sau forma proprie asociată frecvenței circulare ω_k iar i se referă la gradul de libertate al sistemului.

Analiza vibrațiilor libere conduce în final la evaluarea matricei spectrale $[\Omega]$ care conține pe diagonală frecvențele circulare proprii în ordine

descrescătoare și a matricei modale $[\varnothing]$ care conține pe coloane vectorii proprii în ordinea crescătoare a valorilor proprii asociate:

$$[\Omega] = \begin{bmatrix} \omega_1 & 0 \dots 0 \\ 0 & \omega_2 \dots 0 \\ 0 & 0 \dots \omega_n \end{bmatrix} [\varnothing] = [\{\varnothing_1\}\{\varnothing_2\} \dots \{\varnothing_n\}] = \begin{bmatrix} \varnothing_{11} & \varnothing_{12} \dots \varnothing_{1n} \\ \varnothing_{21} & \varnothing_{22} \dots \varnothing_{2n} \\ \varnothing_{n1} & \varnothing_{n2} \dots \varnothing_{nn} \end{bmatrix} \tag{3.144}$$

Trecerea de la coordonatele geometrice ale elementelor finite la coordonatele normale se face prin aplicarea în sistemul (3.139) a unei substituții de forma:

$$\{u_i(t)\} = [\varnothing]\{Y_i(t)\} \tag{3.145}$$

unde $[\varnothing]$ cuprinde numai un număr limitat de vectori proprii, respectiv numai vectorii asociați cu frecvențele cele mai joase care au influențe semnificative în răspuns; $\{Y_i(t)\}$ — vectorul coordonatelor normale definind amplitudinile în timp ale vectorilor proprii considerați.

Prin substituția (3.145) în sistemul (3.139) și aplicarea condiției de ortogonalitate a vectoriior proprii în raport cu $[M]$, $[C]$, $[K]$ se obțin ecuațiile decuplate, cîte una pentru fiecare mod propriu (valoare proprie + vector propriu) considerat:

$$M_k\ddot{Y}_k + C_k\dot{Y}_k + K_kY_k = P_k(t) \tag{3.146}$$

unde M_k, C_k, K_k si P_k sînt masa generalizată, amortizârea generalizată, rigiditatea generalizată și forța generalizată in modul propriu k. Ele au expresiile:

$$M_k = \{\varnothing_k\}^T[M]\{\varnothing_k\} \quad C_k = \{\varnothing_k\}^T[C]\{\varnothing_k\} = 2\nu_k\omega_kM_k$$
$$K_k = \{\varnothing_k\}^T[K]\{\varnothing_k\} = \omega_k^2M_k$$
$$P_k(t) = \{\varnothing_k\}^T\{F_{echiv}(t)\} = -\{\varnothing_k\}^T[M]\{r\}\ddot{v}_f(t) \tag{3.147}$$

în care ν_k este fracțiunea din amortizarea critică în modul propriu k.

Tabloul complet al deplasărilor relative de răspuns în modurile proprii selectate ale sistemului are aspectul:

$$\{u_i(t)\} = [\{\varnothing_1\}Y_1(t), \ \{\varnothing_2\}Y_2(t) \dots \{\varnothing_n\}Y_n(t)] \tag{3.148}$$

În metoda analizei spectrale se determină numai deplasările relative maxime de răspuns (deplasări spectrale) în modurile proprii, pe baza spectrelor seismice de răspuns. Relația de calcul are forma:

$$\{u_i^{(k)}\}_{max} = \{E_k\}S_d(\omega_k, \nu_k) = \{E_k\}\frac{S_v}{\omega_k} = \{E_k\}\frac{S_a}{\omega_k^2} \tag{3.149}$$

în care S_d, S_v, S_a sînt valorile spectrului de răspuns în deplasări relative, viteze relative și respectiv accelerații absolute (fig. 3.33); $\{E_k\}$ — vectorul coeficienților de formă ai modulului k și are aspectul:

$$\{E_k\} = \{\varnothing_k\}\frac{\{\varnothing_k\}^T[M]\{r\}}{\{\varnothing_k\}^T[M]\{\varnothing_k\}} \tag{3.150}$$

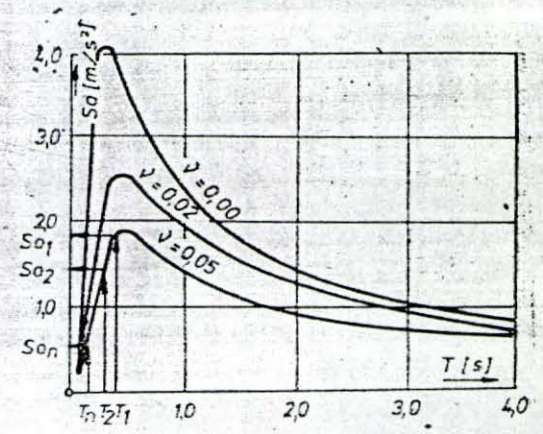


Fig. 3.33 — Evaluarea răspunsurilor modale maxime pentru un sistem cu mai multe grade de libertate pe baza spectrelor seismice de răspuns.

Eforturile maxime de răspuns în modul k se determină prin multiplicarea deplasărilor nodale maxime din modul k, $\{u_i^{(k)}\}_{max}$, cu matricea de legătură eforturi-deformații specifice $[D]$ și cu matricea de legătură deformații specifice-deplasări nodale $[B]$ (relațiile 3.8, 3.6):

$$\{\sigma_i^{(k)}\}_{max} = [D][B]\{u_i^{(k)}\}_{max} \tag{3.151}$$

Eforturile totale se obțin prin sumarea probabilistică a eforturilor maxime din modurile proprii, cel mai frecvent prin rădăcina sumei pătratelor (*RMS* — root mean square) eforturilor maxime din modurile proprii:

$$\{\sigma_i\}_{RMS} = \left\{\sum_{k=1}^{n} (\sigma_i^{(k)})^2\right\}^{1/2} \tag{3.152}$$

În metoda sumării în timp a răspunsurilor modale, răspunsul sistemului se calculează prin sumarea la diverse intervale de timp a valorilor pe linii din matricea din membrul drept în relația (3.148).

În procedeele bazate pe integrarea numerică directă a ecuațiilor de mișcare în forma lor primară (3.139), răspunsul este evaluat la intervale scurte de pași de timp Δt. Stabilitatea soluției numerice și precizia de calcul se află în corelație directă cu durata pasului de timp Δt care trebuie ales suficient de mic. Pe intervalul de pas de calcul Δt se aleg legi de variație ale accelerațiilor de răspuns. Deplasările și vitezele de răspuns în pasul de calcul se determină pe baza relațiilor din mecanică, în funcție de accelerațiile de răspuns. Valorile de răspuns de la sfîrșitul unui pas de calcul devin valori inițiale pentru pasul de calcul următor și secvențele de calcul se repetă succesiv. Procedeul este simplu ca algoritmare si nu necesită antecalcul modurilor proprii (valori + vectori proprii) care impunea un însemnat efort de calcul în cazul sistemelor cu multe grade de libertate.

Accelerațiile de răspuns $\{\ddot{u}_i(t)\}$ într-un pas de calcul se pot considera constante și egale cu media accelerațiilor de la începutul (t) și sfîrșitul intervalului de calcul $(t + \Delta t)$. În altă schemă ele pot fi considerate cu variație liniară (fig. 3.34).

O alternativă avantajoasă de aplicare a metodei integrării numerice directe constă în transformarea sistemului (3.138) într-un sistem pseudostatic echivalent (vezi 3.100):

$$[\overline{K}]\ \{\Delta u_i\} = \{\overline{\Delta R}\} \tag{3.153}$$

unde în ipoteza acceleraţiilor de răspuns cu variaţie liniară într-un pas de calcul (Δt):

$$[\overline{K}] = [K] + \frac{6}{\Delta t^2}[M] + \frac{3}{\Delta t}[C]$$

$$\{\overline{\Delta R}\} = -[M]\{r\}(\dot{v}_{i,t+\Delta t} - \dot{v}_{i,t}) + [M]\left(\frac{6}{\Delta t}\{\dot{u}_i\}_t + 3\{\ddot{u}_i\}_t\right) +$$

$$[C]\left(3\{\dot{u}_i\}_t + \frac{\Delta t}{2}\{\ddot{u}_i\}_t\right) \qquad (3.154)$$

Sistemul (3.153) se rezolvă după procedeele standard de analiză statică a structurilor. Matricea $[\overline{K}]$ poate fi interpretată ca matrice efectivă de rigiditate dinamică, $\{\Delta u_i\}$ şi $\{\overline{\Delta R}\}$ vectorii creşterilor deplasărilor nodale şi a încărcărilor nodale pe durata pasului de calcul. Valorile de răspuns de la sfîrşitul unui interval de calcul se determină prin adunarea creşterilor de răspuns la valorile asociate de la începutul intervalului de calcul:

$$\begin{aligned} \{u_i\}_{t+\Delta t} &= \{u_i\}_t + \{\Delta u_i\} \\ \{\dot{u}_i\}_{t+\Delta t} &= \{\dot{u}_i\}_t + \{\Delta \dot{u}_i\} \\ \{\ddot{u}_i\}_{t+\Delta t} &= \{\ddot{u}_i\}_t + \{\Delta \ddot{u}_i\} \end{aligned} \qquad (3.155)$$

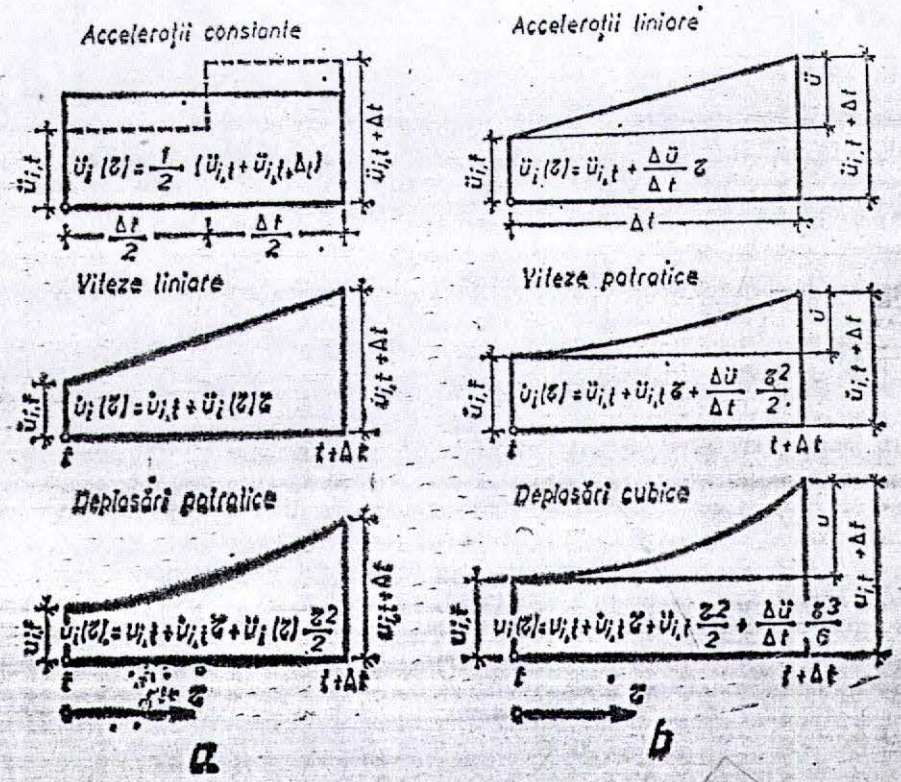


Fig. 3.34 — Variaţia acceleraţiilor, vitezelor şi deplasărilor de răspuns într-un pas de calcul (Δt) în metoda integrării numerice directe: *a* — acceleraţii constante, *b* — acceleraţii liniare.

În scopul eliminării erorilor care se cumulează pas cu pas, ultima relație din (3.155) se recomandă să fie înlocuită cu relația de echilibru dinamic a sistemului la momentul $(t + \Delta t)$:

$$\{\ddot{u}_i\}_{t+\Delta t} = [M]^{-1} \left(-[M]\{r\}\ddot{v}_{f,t+\Delta t} - [C]\{\dot{u}_i\}_{t+\Delta t} - [K]\{u_i\}_{t+\Delta t}\right) \qquad (3.156)$$

În analiza liniară a răspunsului seismic o alternativă este analiza în domeniul frecvențelor, care constă în aplicarea transformatei Fourier în ecuațiile generale de mișcare a ansamblului discretizat [21]. Accelerograma cutremurului este exprimată ca o sumă de armonice în domeniul de frecvențe semnificative pentru răspunsul sistemului. Răspunsul total al sistemului este obținut prin sumarea răspunsurilor la armonicele în care a fost descompusă accelerograma. Metoda are avantajul eliminării calculului modurilor proprii.

Analiza dinamică neliniară se efectuează în general prin procedee de integrare numerică directă, caracteristicile structurale de rigiditate și eventual de amortizare ale sistemului fiind corectate în fiecare pas de calcul, în funcție de starea de deformații sau de eforturi existentă la începutul pasului de calcul respectiv. Rezultă că analiza dinamică neliniară este transformată în analize succesive ale unor sisteme cu comportare liniar elastică. O alternativă de analiză dinamică neliniară, specifică mai ales barajelor din materiale locale constă în combinarea analizei în domeniul frecvențelor cu metoda liniar echivalentă propusă de *Seed* și *Idriss* (1970) pentru modelarea comportării neliniare a materialelor [21].

Mecanismul de acțiune seismică. Trăsătura de bază a problemelor de analiză seismică, așa cum s-a menționat și mai înainte, constă în faptul că nici o forță dinamică nu se aplică direct structurii, în schimb nodurile de la baza ansamblului discretizat au mișcări rapide și aleatorii provocate de undele seismice care se propagă prin teren. Forțele de inerție care echivalează acțiunea seismică (relațiile 3.137, 3.138) sînt efectele mișcărilor de la baza ansamblului discretizat. Dificultatea majoră care apare în definirea mecanismului de acțiune seismică este datorată interacțiunii structurii cu terenul de fundare, pe durata acțiunii seismice. Astfel, accelerograma de la baza barajului în ipoteza barajului construit este diferită de cea care s-ar fi produs în ipoteza „cîmpului liber" adică înainte de construirea barajului [22].

În scopul considerării efectelor interacțiunii structură-teren de fundare în discretizare se include o zonă corespunzătoare din terenul de fundare. Răspunsul seismic este influențat de caracteristicile structurale ale terenului de fundare dar și de forțele pe contactul structură-fundație din încărcările transmise de baraj. Totodată terenul de fundare poate modifica parametrii undelor seismice care se propagă prin mediul respectiv. Astfel mișcările seismice de la baza ansamblului baraj — teren de fundare discretizat pot fi esențial diferite de cele care se produc la suprafața terenului. În calcule apare avantajos să se considere ca acțiune seismică mișcarea în „cîmp liber", deoarece sînt foarte puține observații directe asupra mișcărilor seismice care se produc în adîncimea unui teren de fundare.

Răspunsul în „cîmp liber" provocat de o acțiune seismică la roca de bază (fig. 3.35, a) se exprimă cu relația:

$$[\tilde{M}]\{\ddot{\tilde{u}}_i\} + [\tilde{C}]\{\dot{\tilde{u}}_i\} + [\tilde{K}]\{\tilde{u}_i\} = \{P_{echiv}\}_r \qquad (3.157)$$

în care: semnul $\sim$ arată că matricile de proprietăți structurale corespund situației dinaintea construirii barajului, iar deplasările nodale sînt „cîmp liber"; $\{P_{echiv}\}_r$ — forțele inerțiale produse în modelul în elemente finite prin mișcările rocii de bază.

Relația corespondentă după construirea barajului poate fi scrisă în forma următoare:

$$[\bar{M}]\{\ddot{\bar{u}}_i\} + [\bar{C}]\{\dot{\bar{u}}_i\} + [\bar{K}]\{\bar{u}_i\} = \{P_{echiv.}\}_r \qquad (3.158)$$

unde semnul — arată că matricile de proprietăți structurale corespund situației după construirea barajului (de. ex. $[\bar{M}] = [M] + [\tilde{M}]$, unde $[M]$ este masa suplimentară datorată structurii) și de asemenea deplasările nodale de răspuns.

Deplasările nodale de răspuns $\{\bar{u}_i\}$ se exprimă în continuare ca o sumă a deplasărilor în „cîmp liber" $\{\tilde{u}_i\}$ și a deplasărilor suplimentare produse la construirea barajului $\{u_i^{(s)}\}$:

$$\{\bar{u}_i\} = \{\tilde{u}_i\} + \{u_i^{(s)}\} \qquad (3.159)$$

Prin substituția relațiilor (3.157) și (3.159) în (3.158) după prelucrări se obține:

$$[\bar{M}]\{\ddot{u}_i^{(s)}\} + [\bar{C}]\{\dot{u}_i^{(s)}\} + [\bar{K}]\{u_i^{(s)}\} = -[M]\{\ddot{\tilde{u}}_i\} - [C]\{\dot{\tilde{u}}_i\} - [K]\{\tilde{u}_i\} \qquad (3.160)$$

În final se exprimă deplasările suplimentare produse de construirea barajului $\{u_i^{(s)}\}$ ca o sumă între deplasările dinamice relative $\{u_i\}$ și deplasările pseudostatice $\{u_i^{(f)}\}$ produse de aplicarea nesincronă a acțiunii seismice. Termenul $\{u_i^{(f)}\}$ se determină cu relația [5]:

$$\{u_i^{(f)}\} = -[\bar{K}]^{-1}[K]\{\tilde{u}_i\} \qquad (3.161)$$

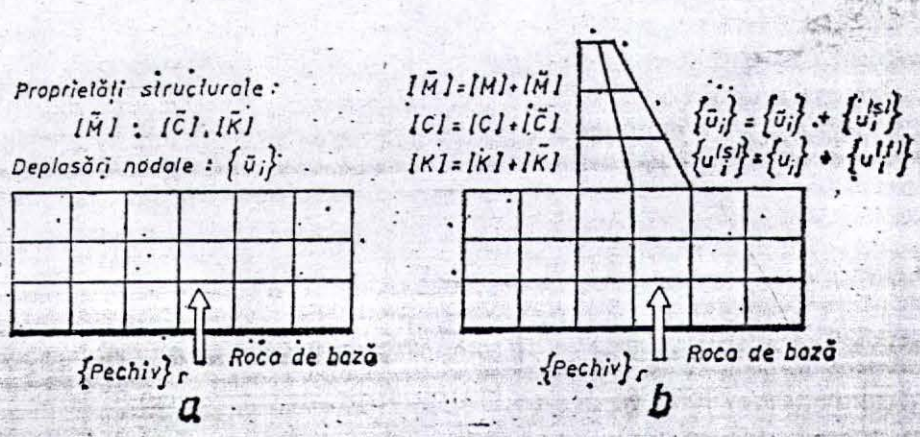


Fig. 3.35 — Schema de modelare a acțiunii seismice în „cîmp liber": *a* — sistemul în „cîmp liber"; *b* — sistemul combinat.

După substituție în (3.160) se obține:

$$[\overline{M}]\{\ddot{u}_i\} + [\overline{C}]\{\dot{u}_i\} + [\overline{K}]\{u_i\} = [[\overline{M}][\overline{K}]^{-1}[K] - [M]]\{\ddot{\tilde{u}}_i\} \quad (3.162)$$

Relația (3.162) este echivalentă cu (3.138) cu observația că acțiunea seismică a fost exprimată în funcție de accelerograma în „cîmp liber" spre deosebire de (3.138) în care acțiunea seismică a fost exprimată în funcție de accelerograma de la roca de bază (limita inferioară a ansamblului discretizat).

Deși în principiu pot fi considerate orice variații ale componentelor mișcării în „cîmp liber" de la nod la nod, în practică deplasările în „cîmp liber" sînt presupuse identice pentru toate nodurile de contact baraj-fundație. Ipoteza, corespunzînd unei comportări de corp rigid, este satisfăcătoare pentru cazul suprafeței de contact cu fundația profilului transversal al unui baraj de greutate. Pe de altă parte, mișcările în „cîmp liber" nu pot fi acceptate uniforme, spre exemplu, de-a lungul canionului unei văi formînd suprafața de contact cu structura unui baraj arcuit și nici o mișcare satisfăcătoare de „cîmp liber" nu poate fi stabilită pentru o asemenea situație. Ca o consecință, în cazul barajelor arcuite, ipoteza uzuală de modelare a acțiunii seismice se bazează pe translația de corp rigid la nivelul rocii de bază (limită inferioară a domeniului discretizat), deși la adîncimea respectivă caracteristicile reale ale mișcării seismice nu sînt în general bine cunoscute.

Interacțiuni ale structurii cu terenul de fundare și apa din lac. Considerarea interacțiunii structură-teren de fundare, în metoda elementelor finite se poate face simplu prin includerea în discretizare a unei zone importante din terenul de fundare pentru a limita influența condițiilor de contur (graniță rigidă) asupra răspunsului structurii (fig. 3.36, *a*). În analiza dinamică trebuie avut în vedere și „efectul de cutie" introdus de o graniță rigidă, prin reflectarea înapoi în sistem a undelor seismice. Sistemul analizat este satisfăcător pentru modelarea cazurilor cînd structura geologică a masivului de fundare are discontinuități bruște de rigiditate la o adîncime convenabilă față de suprafață. Asemenea cazuri sînt frecvente la barajele de pămînt fundate pe terenuri nestîncoase.

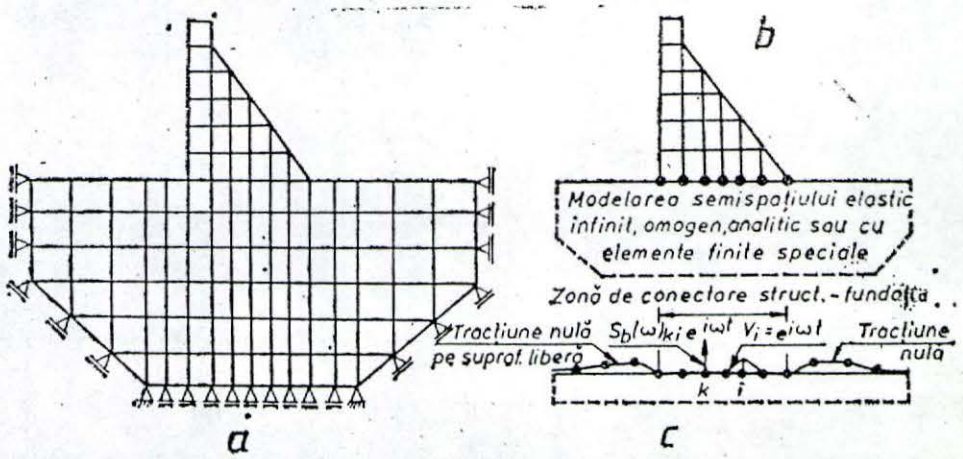


Fig. 3.36 — Considerarea interacțiunii baraj-teren de fundare: *a*, *b* — modele de calcul; *c* — interpretarea fizică a matricei $[S_b(\omega)]$.

Terenurile stîncoase cu structuri geologice fără discontinuități pot fi modelate satisfăcător ca semispații elastice, omogene, infinite (fig. 3.36, *b*). În acest caz interacțiunea structurii cu terenul de fundare poate fi tratată pe baza conceptului de analiză pe substructuri: structura efectivă și terenul de fundare. Ecuațiile de mișcare pentru substructura baraj, discretizată în elemente finite, au forma:

$$[M^{(c)}]\{\ddot{u}_i^{(c)}\} + [C^{(c)}]\{\dot{u}_i^{(c)}\} + [K^{(c)}]\{u_i^{(c)}\} = -[M^{(c)}]\{r^{(c)}\}\,\ddot{\bar{u}}(t) + \{R_f(t)\} \tag{3.163}$$

unde simbolul (c) arată că în matricea sau vectorul respectiv s-au inclus și gradele de libertate de la baza barajului, de pe suprafața de contact cu fundația; $\ddot{\bar{u}}(t)$ corespunde accelerogramei în „cîmp liber", iar $\{R_f(t)\}$ este vectorul forțelor nodale de interacțiune baraj-fundație, care are componente nenule numai pentru gradele de libertate de la baza barajului.

Răspunsul la o mișcare armonică în „cîmp liber", $\ddot{\bar{u}}(t) = e^{i\omega t}$, exprimată în funcții complexe, are forma:

$$\{-\omega^2[M^{(c)}] + i\omega[C^{(c)}] + [K^{(c)}]\{\bar{u}_i^{(c)}\} = -[M^{(c)}]\{r^{(c)}\} + \{R_f(\omega)\} \tag{3.164}$$

Partiționînd amplitudinile deplasărilor armonice de răspuns și amplitudinile forțelor de interacțiune în termeni asociați cu gradele de libertate de la bază ($\{\bar{u}_i^{(b)}\}$, $\{R_b\}$) și în termeni asociați cu celelalte grade de libertate ale structurii ($\{\bar{u}_i\}$, $\{0\}$) se obține:

$$\{\bar{u}_i^{(c)}\} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_i \\ \bar{u}_i^{(b)} \end{Bmatrix} \quad \{R_f(\omega)\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ R_b(\omega) \end{Bmatrix} \tag{3.165}$$

Forțele de interacțiune $\{R_b\}$ se exprimă în funcție de deplasările nodale ale bazei barajului care sînt identice cu cele ale suprafeței semispațiului elastic:

$$\{R_b(\omega)\} = [S_b(\omega)]\{\bar{u}_i^{(b)}\} \tag{3.166}$$

unde $[S_b(\omega)]$ este o matrice patrată cu dimensiunile egale cu numărul de grade de libertate ale interfeței baraj-fundație. Un termen $S_{b,k,i}$ din matricea $[S_b(\omega)]$ reprezintă forța armonică în gradul de libertate k produsă de deplasarea armonică $e^{i\omega t}$ impusă în gradul de libertate i, toate celelalte grade de libertate ale nodurilor de interfață baraj-fundație fiind blocate. Totodată nodurile de pe suprafața de fundare neconectate cu baza barajului sînt libere să se deplaseze (fig. 3.36, *c*).

În final matricea $[S_b(\omega)]$ se încorporează într-o matrice nulă de dimensiuni egale cu numărul total de grade de libertate ale sistemului, inclusiv cele de pe interfață:

$$[S^{(c)}(\omega)] = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & S_b(\omega) \end{bmatrix} \tag{3.167}$$

și se obține:

$$(-\omega^2[M^{(c)}] + i\omega[C^{(c)}] + [K^{(c)}] - [S^{(c)}(\omega)])\{\bar{u}_i^{(c)}(\omega)\} = -[M^{(c)}]\{r^{(c)}\} \tag{3.168}$$

unde $[S^{(e)}(\omega)]$ reprezintă contribuția în rigiditate dependentă de frecvența semispațiului elastic, care încă urmează să fie evaluată.

În practică matricea $[S_b(\omega)]$ care corespunde unei probleme de valori de graniță mixtă (baraj și teren de fundare) este convenabil să se determine printr-un calcul în două etape. În prima, matricea de rigiditate standard în toate gradele de libertate de la suprafață este obținută pe substructura teren de fundare considerînd succesiv în mișcare numai un singur grad de libertate. Aceasta necesită soluția unei singure probleme de valori de graniță deoarece coeficienții de rigiditate pentru celelalte cazuri sînt obținuți prin simpla translatare a sistemului de axe de coordonate. Apoi restricțiile la nodurile de pe suprafața terenului de fundare dar din afara bazei barajului sînt anulate și matricea de rigiditate este redusă pentru gradele de libertate de contact prin condensare statică.

După determinarea matricei $[S_b(\omega)]$, rezolvarea sistemului (3.168) poate fi efectuată în domeniul frecvențelor după procedeele standard, aproximînd deplasările $\{\overline{u}_i^{(e)}(\omega)\}$ ale substructurii baraj cu un set limitat de coordonate normale [1, 8].

Conceptul de analiză pe substructuri, descris pe scurt mai înainte, poate fi aplicat în principiu și în domeniul barajelor arcuite. Geometria complexă a contactului dintre baraj și fundație conduce însă în acest caz la dificultăți considerabile în analiză. În consecință în cazul barajelor arcuite mai rațional apare un model de calcul care să includă suplimentar față de baraj o zonă din terenul de fundare pe suport rigid, așa cum s-a menționat la începutul acestui punct.

În ipoteza lacului plin, interacțiunea structurii cu apa din lac trebuie considerată suplimentar față de interacțiunea cu terenul de fundare. În ipoteza lichidului ideal incompresibil, interacțiunea baraj-lac este considerată de obicei conform principiului maselor de apă adiționale. Pentru baraje de greutate și cu contraforți cu paramente plane verticale sau apropiate de verticală matricea maselor adiționale $[M_h]$ (3.139) poate fi determinată cu suficientă acuratețe pe baza relațiilor *Westergaard* sau *Zangar*. În cazul barajelor arcuite, *A. Popovici* a elaborat pe baza integrării ecuației undelor prin diferențe finite într-o rețea tridimensională, relații și diagrame care permit calculul lui $[M_h]$ în funcție de forma paramentului amonte, deschiderea văii și direcția cutremurului [23].

Metoda elementelor finite și în general metodele numerice oferă posibilități largi de modelare a interacțiunii baraj-lac. În principiu două tipuri de tratări sînt posibile [20]:

— tratare în care lichidul este modelat „ca solid degenerat" avînd modulul de deformație tangențială nul, dar modulul de compresibilitate de valoare finită; într-o asemenea formulare variabilele sînt deplasările lichidului;

— tratare în care condiția de eforturi tangențiale nule în lichid este impusă inițial și în care efectele de compresibilitate pot fi considerate opțional.

În continuare se va prezenta pe scurt primul mod de tratare, care este mai simplu din punct de vedere al modelării, dar în general mai puțin economic decît cel de-al doilea. În figura 3.37 este ilustrat un ansamblu bidimensional baraj-lac — teren de fundare discretizat în elemente finite din care pentru început ne vom referi la domeniul lacului.

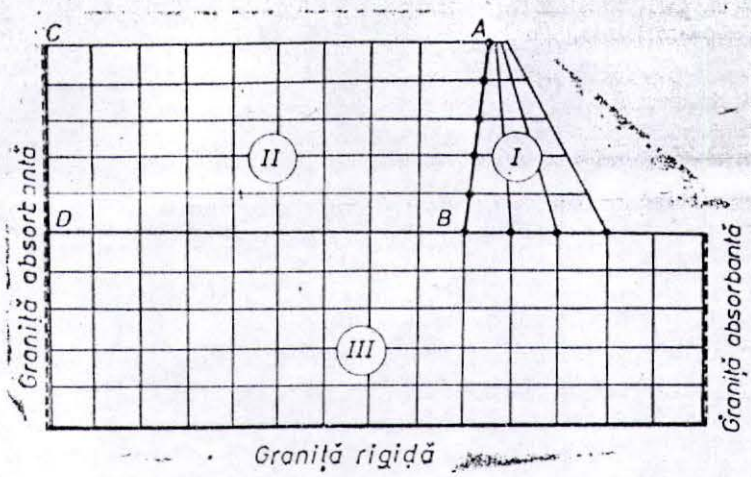


Fig. 3.37 — Modelarea interacțiunii baraj-lac-teren de fundare pe baza conceptului de analiză pe substructuri: *I* — substructura baraj; *II* — substructura lac; *III* — substructura teren de fundare.

Conform procedurii standard în metoda elementelor finite, notînd cu $\{u^{(l)}\}$ deplasările în cîmpul unui element finit din lichid și cu $\{u_i^{(l)}\}$ deplasările nodale ale elementului, relația de legătură are forma:

$$\{u^{(l)}\} = [N^{(l)}]\{u_i^{(l)}\} \tag{3.169}$$

în care $[N^{(l)}]$ este matricea funcțiilor de aproximare a deplasărilor din cîmpul elementului.

Deși cazul deformațiilor mari poate fi inclus în asemenea analize, ipoteza acceptată curent este a deformațiilor mici, liniare, care conduce la următorul sistem de ecuații în domeniul lacului:

$$[M^{(l)}]\{\ddot{u}_i^{(l)}\} + [C^{(l)}]\{\dot{u}_i^{(l)}\} + [K^{(l)}]\{u_i^{(l)}\} = \{F^{(l)}\} \tag{3.170}$$

unde $[M^{(l)}]$ și $[K^{(l)}]$ sînt evaluate după procedeele standard din metoda elementelor finite, iar în $[C^{(l)}]$ se consideră efectele amortizării vîscoase și a graniței amortizante CD.

În formularea matricii $[K^{(l)}]$, valurile de suprafață (AC) pot fi considerate fără dificultate în ipoteza valului liniarizat. Pe „suprafața orizontală liberă" presiunea verticală p corespunde presiunii hidrostatice din înălțimea coloanei de apă formată prin deplasarea verticală $(v^{(l)})$ a lichidului (mișcarea valului):

$$p = \rho^{(l)} \cdot g v^{(l)} \tag{3.171}$$

unde $\rho^{(l)}$ este densitatea lichidului și g accelerația gravitației.

Vectorul presiunilor orizontale și verticale $\{\bar{t}\}$ pe suprafața liberă poate fi evaluat cu relația:

$$\{\bar{t}\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ p \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \rho^{(l)} g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u^{(l)} \\ v^{(l)} \end{Bmatrix} = [W]\{\bar{u}^{(l)}\} \tag{3.172}$$

și rigiditatea adițională datorată valurilor de suprafață se calculează cu expresia (vezi 3.16.b):

$$\int_{AC} [N^{(l)}]^T [W][N^{(l)}]\, ds \tag{3.173}$$

În cazul lacurilor de acumulare efectul rigidității adiționale datorat valurilor de suprafață produse de cutremure este redus și în general se neglijează.

Sistemul (3.170) se rezolvă mai frecvent prin metoda integrării numerice directe. Analiza vibrațiilor libere în sistemul (3.170) prezintă dificultăți datorită singularităților introduse în $[K^{(l)}]$ prin anularea modulilor de deformație transversală [20].

În cuplarea între ecuațiile de mișcare pentru structură și pentru lichid trebuie avute în vedere următoarele:

— componentele deplasărilor normale ale structurii pe interfața cu lichidul sînt identice cu cele ale lichidului; aceasta înseamnă că pe granița ABD (fig. 3.37) este satisfăcută relația:

$$\{u_i\}^T \{n\} = \{u_i^{(l)}\}^T \{n\} \tag{3.174}$$

unde n este versorul nomalei la suprafață în nodul (i) considerat;

— componentele forțelor tangențiale pe interfață sînt nule;

— componentele forțelor normale pe interfață acționînd pe nodurile de contact sînt identice.

În cazurile cînd discretizările lichidului și structurii în zona de interfață sînt identice, condiția (3.174) se introduce direct și forțele necunoscute de interfață în ambele sisteme de ecuații pot fi eliminate prin substituție. Rezultă un sistem unic de ecuații pentru structură și lichid.

În mod general, considerarea interacțiunii structură-lichid — teren de fundare se bazează pe conceptul de analiză pe substructuri. Sistemul de ecuații de mișcare pentru substructura baraj (fig. 3.37) are forma (vezi 3.163):

$$[M^{(c)}]\{\ddot{u}_i^{(c)}\} + [C^{(c)}]\{\dot{u}_i^{(c)}\} + [K^{(c)}]\{u_i^{(c)}\} = -[[M^{(c)}]\{r^{(c)}\}\ddot{u}(t) + \{R_f(t)\} + \{R_l(t)\} \tag{3.175}$$

unde: simbolul (c) arată că în matricea sau vectorul respectiv s-au inclus și gradele de libertate de pe granițele de contact cu fundația și lacul; $\{R_l(t)\}$ — vectorul forțelor nodale de interacțiune baraj-lac care are componente nenule numai pentru gradele de libertate asociate nodurilor de pe paramentul amonte.

Sistemul de ecuații (3.175) poate fi rezolvat iterativ, prin analize succesive în cadrul substructurilor pînă la obținerea unor valori identice sau suficient de apropiate pentru forțele nodale de legătură pe granițele comune ($\{R_f(t)\}$ și $\{R_l(t)\}$).

3.5. SCURTA PREZENTARE A UNOR PROGRAME DE CALCUL

Programele de calcul SAP. Programele de calcul SAP (Structural Analysis Program) sînt elaborate la Universitatea California — Berkeley și sînt în prezent foarte utilizate în lumea întreagă. Pe baza lor au fost dezvoltate în alte țări alte numeroase versiuni. Prima versiune a programului SAP-1

a fost publicată în septembrie 1970. Foarte cunoscută este versiunea SAP-IV, apărută în 1973, un program general pentru analiza statică și dinamică a structurilor liniar-elastice uni- bi- și tridimensionale [7].

Programul este codificat în limbaj FORTRAN IV și conceput pentru sistemul de calculatoare CDC. În România el a fost adaptat pentru calculatoarele FELIX, completat cu numeroase subrutine originale și dezvoltat. Programul a fost conceput de la început în scopuri de cercetare științifică, astfel încît poate fi extins, modificat, perfecționat pe structura paternă fără dificultăți deosebite.

În versiunea SAP-IV a programului, structurile sau ansamblurile structurale în vederea analizei lor statice sau dinamice, pot fi discretizate întrunul sau într-o combinație compatibilă dintre următoarele nouă tipuri de elemente finite (fig. 3.38).

Element de grindă cu zăbrele (*TRUSS*), avînd direcție arbitrară într-un sistem de axe tridimensional și cu rigiditate numai după direcția axei sale (rigiditate axială).

Element de bară (*BEAM*), de formă prismatică și de direcție arbitrară într-un sistem tridimensional. Are rigiditate axială, de forfecare după două direcții ortogonale în planul normal la axul elementului, de încovoiere după aceleași două direcții în planul normal la axul elementului și de torsiune.

Element de membrană axial simetric (*PLANE*). Are formă arbitrară de patrulater sau triunghi. Este axial simetric în jurul axei Z din sistemul global, iar Y este orientată radial.

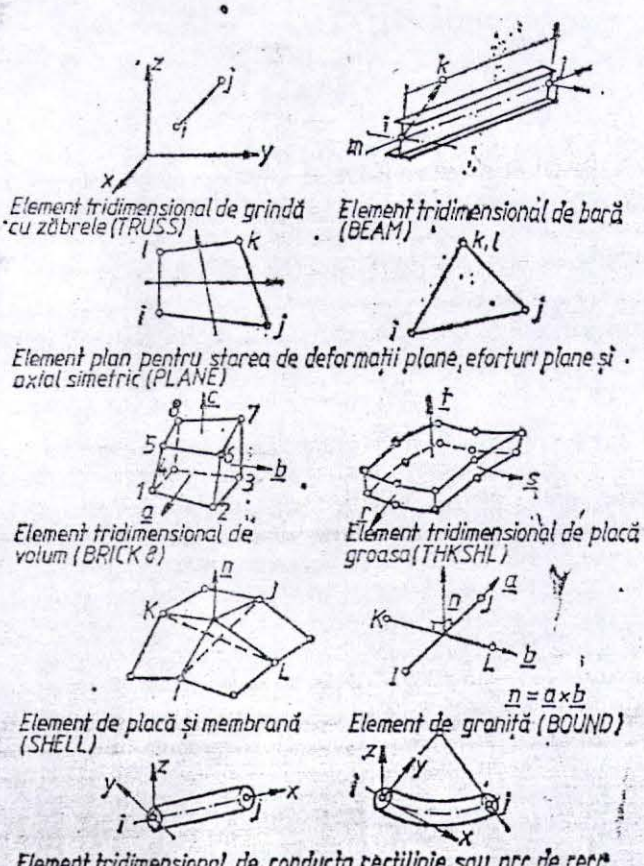


Fig. 3.38 — Tipurile de elemente finite din programul SAP IV.

Element plan pentru starea de deformații și eforturi plane (*PLANE*). Are formă arbitrară de patrulater sau triunghi în care materialul are proprietăți ortotrope. Elementele pentru starea de eforturi plane pot avea grosimi diferite și pot fi localizate în planuri arbitrare în raport cu sistemul de referință tridimensional. Elementele pentru starea de deformații plane sînt localizate în planul *YOZ*. Elementul este izoparametric de clasă C°. Moduri de deplasare incompatibile pot fi incluse opțional în formularea elementului pentru a modela cu acuratețe fenomenul de încovoiere.

Element tridimensional de volum (*BRICK*). Are formă prismatică tridimensională cu 4...8 noduri și 3 grade de libertate de translație pe fiecare nod. În formularea lui au fost incluse modurile de deplasare incompatibile. Materialul din element este izotropic.

Element de placă subțire (*THIN SHELL*). Are forma unui cuadrilater de geometrie arbitrară format prin asamblarea a patru triunghiuri compatibile dar necoplanare. În cazul cînd coordonatele nodului interior central nu se declară explicit ele se calculează automat ca media coordonatelor asociate de la cele patru colțuri. Elementul are 5 grade de libertate pe nod (3 translații și 2 rotiri) în sistemul local de referință, fiind neglijată torsiunea în planul plăcii.

Element de placă groasă (*THICK SHELL*). Are laturi curbe și maximum 16 noduri, cu 3 grade de libertate de translație pe nod. Este de tip izoparametric și are incluse modurile de deplasare incompatibile. Materialul din element este izotropic.

Element de graniță (*BOUND*). Elementul este unidimensional, de direcție arbitrară într-un sistem de axe tridimensionale și are rigiditate axială sau de torsiune. Coeficienții matricii de rigiditate ai elementului se adună direct la matricea de rigiditate globală a sistemului fără a introduce necunoscute suplimentare. Poate fi folosit în următoarele cazuri: idealizarea unui suport elastic al nodurilor, idealizarea unui suport pe role (reazem simplu) înclinat, aplicarea unor deplasări impuse ale nodurilor, modelarea torsiunii în planul plăcilor plane subțiri discretizate în elemente THIN SHELL.

Element de conductă (*PIPE*). Are formă dreaptă sau de arc de cerc orientat arbitrar într-un sistem tridimensional. Are rigiditate axială, de lunecare, de încovoiere și de torsiune.

În analiza statică pot fi considerate separat mai multe tipuri de încărcări cît și diverse combinații între ele. În analiza dinamică una din următoarele patru opțiuni poate fi făcută la o rulare: calculul valorilor și vectorilor proprii, analiză dinamică prin sumarea răspunsurilor în modurile proprii, analiză spectrală, analiză prin integrarea numerică directă a ecuațiilor de mișcare.

Programele de calcul NONSAP și ADINA. Programul de calcul NONSAP elaborat în prima versiune la Universitatea din California — Berkeley în 1974 [9] și programul de calcul ADINA apărut la Massachusetts Institute of Technology, Cambridge în 1976 [10] sînt între cele mai cunoscute și aplicate programe generale în elemente finite pentru analize structurale neliniare statice și dinamice. Neliniaritățile incluse în algoritmele de calcul sînt datorate atît comportării materialelor cît și modificărilor de geometrie a structurii (deplasări și deformații mari).

Analizele neliniare statice sau dinamice se efectuează iterativ, în pași de calcul în care se consideră modificările matricilor structurale rezultate

din comportarea neliniară a materialelor sau datorită unor deplasări sau deformații mari ale sistemului.

Programul NONSAP cuprinde tipuri variate de modele de materiale capabile să simuleze cu acuratețe comportări elastice, hiperelastice sau hipoelastice. În versiunea inițială a programului din 1974 există trei tipuri de elemente izoparametrice care pot modela opțional următoarele cazuri de comportare a materialelor:

TRUSS (element tridimensional de grindă cu zăbrele) — liniar elastic, neliniar elastic (cu deplasări mari dar deformații mici);

2/D CONTINUUM (element bidimensional cu 3...8 noduri aplicabil pentru stare de efort plan, de deformație plană și axial simetrică) — liniar izotropic elastic, liniar ortotropic elastic, model neliniar cu moduli variabili tangenți, model neliniar cu curbe de descriere a modulilor de compresibilitate și de deformație transversală (opțional se poate introduce condiția no tension), modele elasto-plastice (condiții de curgere Von Mises și Drucker-Prager), model neliniar, izotropic, incompresibil elastic (material Mooney-Rivlin);

3/D CONTINUUM (element tridimensional cu 4...21 noduri) — liniar izotropic elastic, model neliniar cu curbe de descriere a modulilor de compresibilitate și de deformație transversală.

În programul ADINA au fost introduse modele noi de materiale în cadrul tipurilor de elemente deja menționate în prezentarea programului NONSAP. Astfel pentru elementele izoparametrice bi- și tridimensionale (2/D CONTINUUM și 3/D CONTINUUM) se menționează următoarele modele noi: izotropic termoelastic, model pentru beton, model cu curgere și termo-elasto-plastic. De asemenea a fost introdus un tip nou de element, BEAM (element tridimensional de grindă) cu modele de materiale izotropic-elastic și elasto-plastic.

Atît programul NONSAP cît și programul ADINA au fost concepute cu structuri flexibile, introducerea unor noi tipuri de elemente sau modele de materiale, perfecționări în algoritmări fiind posibile fără dificultăți deosebite. Aplicarea lor în România, începînd cu anul 1978, prin adaptare pe calculatoarele FELIX a evidențiat necesitatea de a se lucra în dublă precizie mai ales în cazul problemelor de dimensiuni mari.

Programul de calcul ANSYS, aparținînd firmei Swanson Analysis Systems, Inc. [11] este în prezent cel mai complet program general în elemente finite folosit în România. Versiuni IMT ale programului sînt rulate pe calculatoarele CYBOR-IBM de la Centrul de Mecanica Solidelor — București și Institutul de Reactori Nucleari-Pitești.

Procedeele de analiză implementate în program sînt următoarele: analiză statică, analiză dinamică tranzitorie neliniară, analiză dinamică tranzitorie simplificată, analiza vibrațiilor libere, analiză spectrală, analiza răspunsului armonic, analiză ondulatorie, analiză termică, analiză pe substructuri (formarea de superelemente).

Versiunea programului ANSYS aflat în exploatare în România cuprinde o bibliotecă cu 95 tipuri de elemente finite care se prezintă în continuare în ordinea codificării din program: element bidimensional de grindă cu zăbrele, element bidimensional de bară elastică, element tridimensional de bară e-

lastică, element pentru modelarea efectelor de suprafață la solide, element tridimensional de grindă cu zăbrele, element de conductă dreaptă elastică, element tridimensional cu rigiditate axială de compresiune sau de întindere, element de placă conică axial simetrică, element bidimensional de interfață, element resort-amortizor, element de conductă T elastică, element de conductă dreaptă plastică, element de masă generalizată, element bidimensional de bară plastică, element tridimensional de bară plastică cu pereți subțiri, element de solid structural axial simetric cu încărcare nesimetrică, element de modelare a rigidității, masei sau amortizării, element de conductă curbă elastică, element de legătură cu radiație, element bidimensional de bară de propagare a căldurii, element tridimensional de bară de propagare a căldurii, element de legătură cu convecție, element de conductibilitate hidraulică, element de control, element de cuplare în dinamica fluidelor, element de modelare forță-deplasare neliniară, element de combinare, element tridimensional cuadrilateral de membrană, element solid bidimensional izoparametric, element rectangular de placă curbă, element tridimensional de bară nesimetrică de formă conică îngustată spre vîrf, element solid tridimensional izoparametric, element de placă curbă termic transversal, element de placă curbă triunghiular plastic, superelement (sau substructură), element de placă curbă conică axial simetrică plastic, element de interfață tridimensional, element de placă curbă laminată, element de bară nesimetrică bidimensional, element solid izoparametric bidimensional, element de conductă pentru curgerea fluidelor și transfer de căldură, element de placă curbă termic, cuadrilateral, izoparametric, element de articulație plastică, element de cablu (conductă) submersată, element de conductă curbă plastic, element de placă curbă conică axial simetrică cu încărcare nesimetrică, element de placă curbă cuadrilateral, element solid tridimensional, element tridimensional solid de beton armat, element de conductă pentru curgeri termice tranzitorii, element unidimensional termo-electric, element solid tridimensional termo-electric, element solid termic izoparametric, element de masă termică concentrată cu generare de căldură variabilă, element solid termic axial simetric cu încărcare nesimetrică, element solid bidimensional, termic izoparametric multinod, element solid axial simetric termic multinod cu încărcare nesimetrică, element bidimensional de lichid, element tridimensional de lichid, element axial simetric de lichid cu încărcare nesimetrică, element solid bidimensional izoparametric multinod, element solid structural axial simetric multinod cu încărcare nesimetrică, element solid cu fisuri pe fețe, element de placă groasă, termic, izoparametric cu 16 noduri, element solid termic izoparametric, tridimensional cu 20 noduri, element solid termic, izoparametric cu 8 noduri, element de placă groasă izoparametric cu 16 noduri, element solid izoparametric tridimensional cu 20 noduri.

Simpla enumerare a tipurilor de elemente din programul ANSYS reliefează posibilitățile largi de tratare în elemente finite a unor probleme dintre cele mai diverse de medii continue. Prin modele implementate în program pot fi considerate neliniarități geometrice ca: eforturi de consolidare, deplasări mari, deplasări mari cu eforturi de consolidare, deformații mari. În neliniaritățile de comportare a materialelor sînt cuprinse modele elastoplastice, neliniar elastice, cu curgere lentă și cu umflare. Numeroase pre-

și post-procesoare atașate programului (proceduri pentru diferențiere și integrare, calculul eforturilor nodale, sumări Fourier etc) asigură prelucrarea rapidă a datelor în forme ușor interpretabile.

Programul de calcul FLUSH. Programul de calcul FLUSH și celelalte din serie: LUSH, ALUSH, TLUSH, PLUSH, au fost elaborate la Universitatea din California-Berkeley [24]. Programul FLUSH a fost adaptat pentru calculatoarele FELIX în cadrul Catedrei de Construcții Hidrotehnice din Institutul de Construcții — București [21, 22].

Programul a fost elaborat în principal cu scopul evaluării efectelor interacțiunii seismice structură-teren de fundare în probleme bidimensionale sau tridimensionale echivalente. Pentru economie de calcul, analiza răspunsului seismic se face în domeniul frecvențelor, prin aplicarea transformatei Fourier rapide (FFT) în ecuațiile de mișcare ale ansamblului discretizat în elemente finite. Metoda liniar echivalentă propusă de *Seed* și *Idriss* (1970) este aplicată pentru modelarea comportării neliniare a materialelor. În figura 3.39 se ilustrează o schemă logică simplificată a programului.

Capacitățile cele mai importante ale programului FLUSH sînt următoarele:

— analiza interacțiunii seismice neliniare structură-teren de fundare considerînd variațiile de la element la element ale caracteristicilor de rigiditate și de amortizare în ansamblul discretizat;

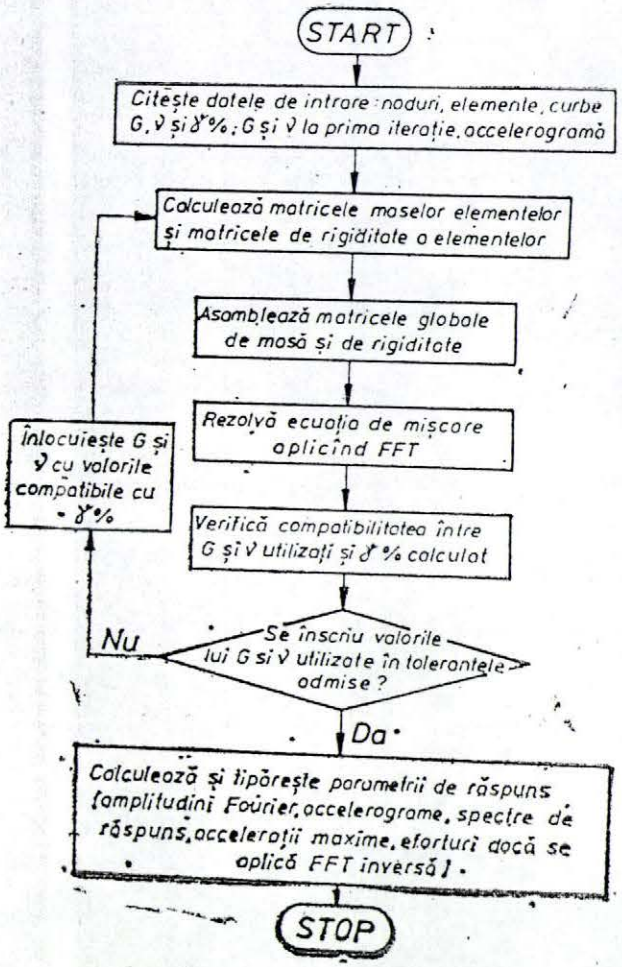
— evaluarea și aplicarea excitației seismice la nivelul oricărui strat din terenul de fundare prin deconvoluția / convoluția semnalului pe adîncimea terenului de fundare; o reprezentare schematică a modelării propagării undelor prin teren se prezintă în figura 3.40;

— aproximarea efectelor tridimensionale de interacțiune seismică între elementele din planul de calcul și cele din planele adiacente;

— corectarea liniei de bază a accelerogramelor de excitație și de răspuns pentru evitarea erorilor în evaluarea vitezelor și deplasărilor de răspuns care ar apare în cazul necorectării liniei de bază.

Ipoteza de calcul admisă în program este a stării de deformație plană. Două tipuri de elemente reale sînt folosite: PLANE — element bidimensional, cuadrilateral, izoparametric cu deplasări compatibile, de clasă C° liniar și BEAM — element bidimensional de bară liniar-elastică cu rigiditate axială, de forfecare și de încovoiere. Pentru modelarea zonelor excavate în planul (fîșia) de calcul pentru construcția structurii și a interacțiunii cu fîșiile laterale adiacente poate fi utilizat elementul VOID.

Calculul răspunsului seismic poate fi efectuat în domeniul frecvențelor sau în amîndouă domeniile: frecvențe și timp. Răspunsul este evaluat prin: evoluția gradului de degradare a caracteristicilor materialelor (moduli de deformație transversală, viteze unde seismice, fracțiuni din amortizarea critică), amplitudini Fourier de răspuns, accelerograme de răspuns, spectre de răspuns în accelerații și viteze, deformații tangențiale maxime, variațiile în timp și maximele eforturilor unitare în elementele PLANE sau a eforturilor secționale (momente încovoietoare, forțe axiale, forțe tăietoare) în elementele BEAM.



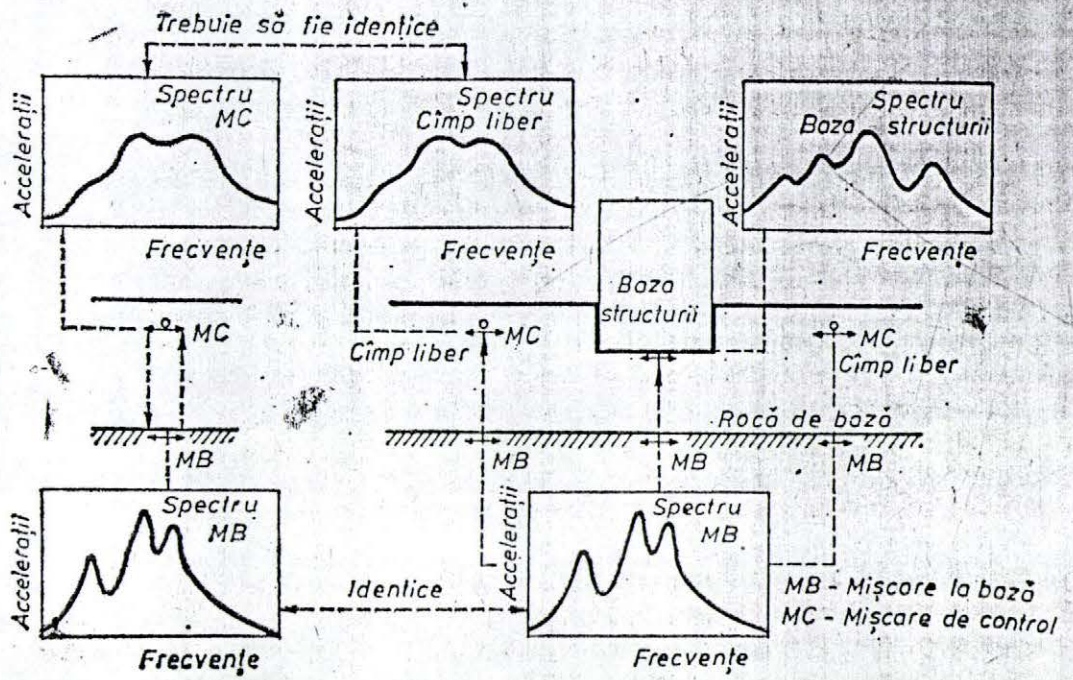


Fig. 3.40 Propagarea undelor seismice prin teren și modelarea interacțiunii seismice structură-teren de fundare.

Fig. 3.39 — Schemă logică simplificată a programului de calcul FLUSH: *FFT* — transformata Fourier rapidă; *G* — modul de deformație transversală; ν — fracțiune din amortizarea critică; γ % — deformație tangențială.

Programul de calcul SIMEX a fost elaborat la Catedra de Construcții Hidrotehnice din Institutul de Construcții-București [19] folosind ca bază structura programului ISBILD elaborat la Universitatea din California-Berkeley [25]

Programul calculează evoluția deplasărilor și eforturilor statice din simularea execuției în straturi a barajelor din materiale locale (umpluturi în general) și din încărcările aplicate după terminarea construcției (forțe nodale, presiuni uniforme, presiuni hidrostatice din simularea umplerii în etape a lacului). Modelul hiperbolic *Duncan-Chang* este folosit pentru modelarea comportării materialelor.

În ansamblul discretizat pot fi incluse terenul de fundare și structurile preexistente (fig. 3.41, *b*). Construcția barajului în scopul obținerii unor rezultate suficient de apropiate cu modelul fizic, se recomandă să fie simulată din 6...10 straturi. Fiecare strat nou (*i*) intervine prin greutatea sa proprie asupra corpului barajului deja executat pînă în etapa respectivă. Algoritmul de calcul care se repetă pentru fiecare strat nou (*i*) considerat în execuția barajului cuprinde următoarele etape principale:

— evaluarea încărcărilor nodale din greutatea proprie a elementelor finite din stratul nou adăugat $\{\Delta R_i\}$;

— evaluarea matricilor efort-deformație conform modelului *Duncan-Chang* (fig. 3.41, *a*) în fiecare element finit pe baza eforturilor existente înainte de aplicarea încărcărilor din stratul nou;

— evaluarea matricei de rigiditate a structurii $[K_i(E_t, \mu_t)]$ în funcție de starea de deformație înaintea aplicării încărcărilor din stratul nou (E_t și μ_t sînt modulul de elasticitate tangent și coeficientul *Poisson* corespunzători stării de deformații curente);

— determinarea creșterilor de deplasări $\{\Delta u_i\}$ respectiv a creșterilor de efort $\{\Delta\sigma_i\}$ în pasul de calcul (*i*) pe baza rezolvării sistemului de ecuații de echilibru structural:

$$[K_i]\{\Delta u_i\} = \{\Delta R_i\} \qquad (3.176)$$

$$\{\Delta u_i\} \longrightarrow \{\Delta\sigma_i\}$$

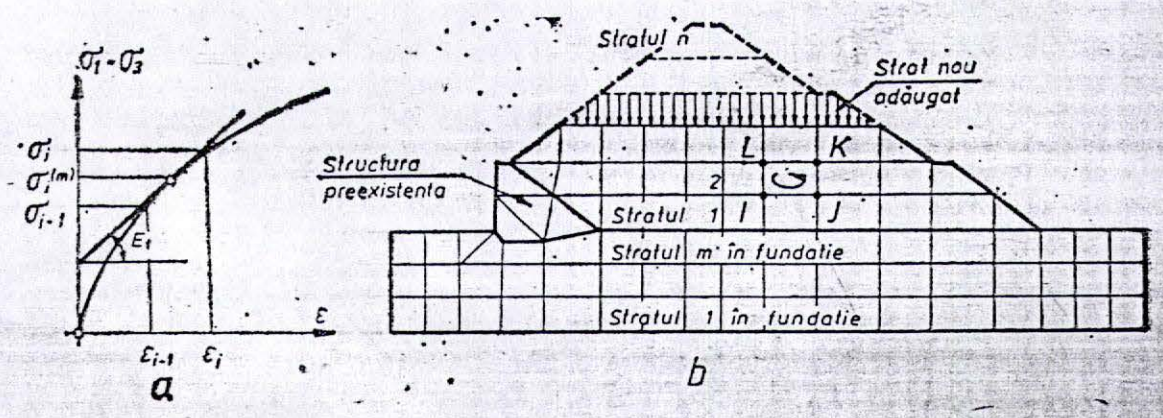


Fig. 3.41 — Schema simulării execuției barajelor din materiale locale conform programului SIMEX: *a* — evaluarea modulului de elasticitate tangent E_t în pasul de calcul (*i*); *b* — schema de discretizare considerată în pasul de calcul (*i*).

— calculul eforturilor medii în elemente $\{\sigma_i^{(m)}\} = \{\sigma_{i-1}\} + \frac{1}{2}\{\Delta\sigma_i\}$ și reevaluarea în noile condiții a matricelor efort-deformație și a matricei de de rigiditate a structurii $[K_i^{(m)}]$;

— recalcularea creșterilor de deplasări $\{\Delta u_i^{(f)}\}$ și a creșterilor de efort $\{\Delta\sigma_i^{(f)}\}$ pentru matricea de rigiditate corectată:

$$[K_i^{(m)}]\{\Delta u_i^{(f)}\} = \{\Delta R_i\}$$
$$\{\Delta u_i^{(f)}\} \longrightarrow \{\Delta\sigma_i^{(f)}\} \tag{3.177}$$

— evaluarea deplasărilor și eforturilor totale în etapa curentă de calcul (deplasările din nodurile de la suprafața stratului adăugat i sînt nule):

$$\{u_i\} = \{u_{i-1}\} + \{\Delta u_i^{(f)}\}$$
$$\{\sigma_i\} = \{\sigma_{i-1}\} + \{\Delta\sigma_i^{(f)}\} \tag{3.178}$$

Analizele se efectuează în ipoteza stării de deformație plane. În program sînt implementate două tipuri de elemente: element plan patrulater sau triunghi cu 4(3) noduri de clasă C° și liniar și element de contact de tip resort cu rigiditate axială la compresiune și care se dezafectează automat cînd în resort apar eforturi de întindere (condiția no tension).

Programul de calcul ELFIGEN a fost elaborat la Catedra de Construcții Hidrotehnice din Institutul de Construcții — București [26] folosind ca bază structura programului FEAP elaborat de *R.L. Taylor* la Universitatea din California-Berkeley [1].

Programul a fost conceput pentru a rezolva probleme bidimensionale pentru diverse medii continue: analize structurale în domeniul liniar-elastic, statice și dinamice prin integrare numerică în timp a ecuațiilor de mișcare, infiltrații prin medii poroase în regim permanent și tranzitoriu, probleme de mecanica fluidelor (curgeri *Navier-Stokes* staționare).

În toate tipurile de probleme de medii continue menționate mai înainte se folosește același tip de element bidimensional izoparametric cu 3...9 noduri, contruit cu funcții de aproximare liniare sau patratice (fig. 3.42).

În scopul utilizării pentru toate tipurile de probleme de medii continue a aceleiași structuri de bază comune unui program în elemente finite, a fost introdus un limbaj de macroinstrucțiuni. Limbajul de macroinstrucțiuni

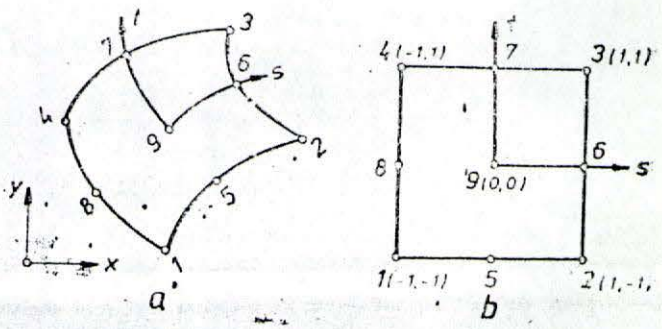


Fig. 3.42 — Configurația geometrică a elementului bidimensional din programul ELFIGEN: *a* — în sistemul global; *b* — în sistemul local.

este asociat cu un set de subprograme compacte, fiecare efectuînd o anumită categorie de operații specifice rezolvărilor în elemente finite (stocarea datelor despre noduri, condiții de graniță, elemente finite, conexiuni între elemente, materiale, încărcări, formarea matricelor caracteristice ale elementelor și asamblarea lor, rezolvarea sistemului de ecuații, tipărirea rezultatelor etc.).

În scopul creșterii vitezei de rezolvare toate datele sînt stocate în memoria centrală și cu alocarea dinamică a memoriei. Programul a fost conceput cu o structură flexibilă astfel încît introducerea unor elemente noi sau îmbunătățirea algoritmelor actuale este posibilă fără nici o dificultate.

BIBLIOGRAFIE

1. ZIENKIEWICZ, O. C. *The Finite Element Method — 3-rd edition.* Mc. Graw-Hill, Book Company (U.K.) Limited, London, 1977.
2. STEMATIU, D. *Calculul structurilor hidrotehnice prin metoda elementelor finite.* Editura Tehnică, Bucureşti, 1988.
3. BRĂTIANU, C. *Metode cu elemente finite în dinamica fluidelor.* Editura Academiei R.S.R., Bucureşti, 1983.
4. IVAN, M. *Bazele calculului liniar al structurilor.* Editura Facla, Timişoara, 1985.
5. POPOVICI, A. *Calculul structurilor hidrotehnice. Analiză dinamică prin metode numerice.* Institutul de Construcţii — Bucureşti, 1978.
6. CONNOR, J. J., Brebbia, C. A. *Finite Element Techniques for Fluid Flow.* Butterworth & Co. Ltd, London, 1976.
7. BATHE, K. J., WILSON, E. L., PETERSON, F.E. SAP-IV-A *Structural Analysi Program for Static and Dynamic Response of Linear Systems.* University of Californta Berkeley, 1973.
8. CLOUGH, R.W. and ZIENKIEWICZ, O.C. *Finite Element Methods in Analysis and Design of Dams.* Report of ICOLD Conmittee on Analysis and Design, University College of Swansea, May, 1976.
9. BATHE, K.J., OZDEMIR, H. WIL[illegible] *tatic and Dynamic Geometric and Material Nonlinear Analysis using NONSAP.* University of California, Berkeley, 1974.
10. BATHE, K. J. *Static and Dynamic Geometric and Material Nonlinear Analysis using ADINA.* Massachusetts Institute of Technology, Cambridge — Massachusetts, 1977.
11. KOHNKE, P. C. ANSYS — *Engineering Analysis System Theoretical Manual.* Swanson Analysis System, Inc. Houston — Pennsylvania, 1983.
12. PASCARIU, I. *Elemente finite — Concepte Aplicaţii.* Editura Militară, Bucureşti, 1985.
13. EISENSTEIN, Z. HAYLOR, D.J. *Static Analysis of Embankment* Dams. OCILD Bulletin, Paris, 1983.
14. PEANO, A.G., WALKER, J.W. *Modelling of solid continuum by the P — version of the finite element method.* ISMES Publications, No . 143, Bergamo, 1980.
15. ANGELONI, P. BOCCELLATO, R., BONACINA, E., PASINI, A., PEANO, A. FIESTA: *The P — version approach in finite element analysis.* ISMES Publications, No. 215, Bergamo, 1985.
16. POPOVICI, A. *Simularea mecanismelor de cedare a unor structuri hidrotehnice prin modele elasto-plastice.* Hidrotehnica, nr. 4, 1983.
17. POPOVICI, A. *Model de analiză statică neliniară a unui sistem bidimensional baraj-teren de fundare.* Hidrotehnica, nr. 3, 1986.
18. POPOVICI, A., A., TARHON, C., SUPROVICI, P. *Elasto-Plastic Analysis of the Stress-State Around a Large Underground Cavern.* Proceedings of International Symposium on Large Rock Caverns, Helsinki, August, 1986.
19. POPOVICI, A. SIMEX — *Un program de calcul pentru simularea execuţiei barajelor din umpluturi.* Institutul de Construcţii — Bucureşti, 1982.

20. ZIENKIEWICZ, O. C., CLOUGH, R.W., SEED, H.B. *Earthquake Analysis Procedures for Concrete and Earth Dams — State of the Art.* Bulletin (ICOLD, August, 1983.

21. POPOVICI, A., CRISTIDIS, V. *Metodologie de analiză dinamică neliniară a barajelor din materiale locale.* Hidrotehnica, nr. 9, 1984.

22. POPOVICI, A., CORDA, I., CRISTIDIS, V. *Soil-Structure Interaction Effects on Seismic Response of Earth Dams.* Proceecings 8-th European Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, September, 1986.

23. POPOVICI, A. *Contribuții la calculul seismic al barajelor arcuite.* Teză de doctorat, Institutul de Construcții-București, 1976.

24. LYSMER, J., UDAKA, I., TSAI, C. F. SEED, H.B. *FLUSH-A Computer Program for Approximate 3D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems.* Report No EERC 75—30, University of California, Berkeley, 1975.

25. OZAWA, Y., DUNCAN, J. M. ISBILD *A Computer Program for Analysis of Static Stresses and Movements in Embankments. Report No. TE-73-4, University* of California, Berkeley, 1973.

26. POPOVICI, A., GROZA, G. ELFIGEN — *un program general în elemente finite pentru analiza problemelor de cîmp plane.* Institutul de Construcții — București, 1986.

4. BARAJE DE BETON

4.1. EVOLUȚIA BARAJELOR DE BETON

Aspecte istorice. Reglementările Comisiei Internaționale a Marilor Baraje (ICOLD) asociază denumirii de baraj mare, construcțiile de barare cu înălțimi mai mari de 15 m, sau cu înălțimi cuprinse între 10...15 m dar care îndeplinesc cel puțin una din următoarele condiții:

— au lungimea la coronament mai mare de 500 m;
— formează un lac cu capacitate mai mare de 100 000 m^3;
— pot descărca debite mai mari de 2 000 m^3/s;
— prezintă dificultăți speciale de fundare.

Construcția de baraje, cu scopul creierii unor acumulări de apă cu folosințe în special pentru irigații s-a practicat cu multe mii de ani în urmă. Primele baraje au avut corpul alcătuit din pământ sau piatră. Cel mai vechi baraj mare cunoscut este Sad-el-Kafara situat la circa 30 km sud de Cairo, construit în anii 2 600...2 700 î.e.n. și ale cărei vestigii există și în prezent. Corpul său cu înălțimea de 14 m, lățimea la bază de 84 m și lungimea de 106 m era alcătuit din doi pereți de piatră cu umplutură de pietriș între ei [1].

Barajele având corpul alcătuit din beton au apărut la sfîrșitul secolului XIX, înlocuind zidăria de piatră utilizată cu multe sute de ani înainte. Începutul secolului XX corespunde cu o creștere extraordinară a interesului pentru construcția de baraje pentru folosirea apei în scopul producerii de energie electrică. În paralel cu barajele de beton au apărut succesiv barajele de pământ compactat sau sedimentat hidraulic și de anrocamente vibrocompactate. După 1970 au apărut barajele din rollcret (rollbeton). Dezvoltarea continuă a construcției de baraje se corelează direct cu perfecționarea cunoștințelor asupra comportării materialelor de construcție și a tehnologiilor de execuție, cu dezvoltarea metodelor de calcul al comportării fizico-mecanice a ansamblului baraj-teren de fundare. Pe această bază s-au putut construi baraje de înălțimi tot mai mari și comparativ tot mai îndrăznețe fără a pune în pericol populația și bunurile materiale din aval de ele.

Barajele de beton se încadrează în următoarele trei tipuri constructive principale: de greutate, cu contraforți și arcuite, (fig. 4.1). Primele două tipuri se bazează în general pe preluarea încărcărilor în planuri verticale

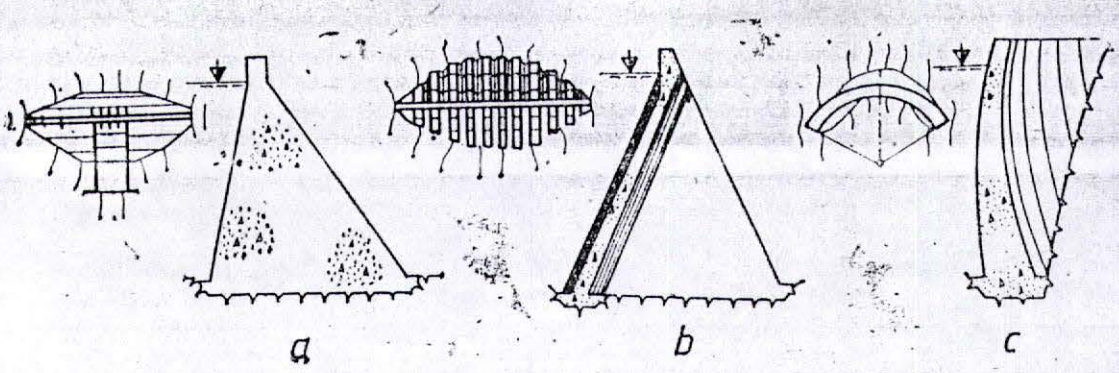


Fig. 4.1 — Tipuri constructive principale de baraje de beton: *a* — de greutate; *b* — cu contraforți; *c* — arcuite.

normale pe axul barajului și pe acțiunea forțelor de frecare potențiale din fundație care împiedică alunecarea profilului spre aval. Barajele arcuite sînt structuri de rezistență care prin forma lor cupolată preiau în mod avantajos împingerea hidrostatică și o transmit tridimensional către versanți și fundație. Variantele moderne de baraje din beton au fost prefigurate cu multe sute de ani înainte din alte materiale de construcție cum sînt piatra, zidăria de piatră, lemnul.

Cele mai vechi baraje de greutate propriu-zise sînt considerate barajele: Almonacid ($H = 21{,}00$ m, 1 220), Almansa ($H = 15{,}00$ m, 1395) și Tibi-Alicante ($H = 46{,}00$ m, 1594), din Spania. În secțiune transversală profilele lor sînt dreptunghiulare, trapezoidale cu dimensiuni comparabile barajelor de greutate moderne. Barajul Tibi-Alicante a deținut timp de aproape 200 de ani recordul de înălțime în domeniul barajelor, fiind în folosință și în prezent. El prezintă de asemenea o ușoară arcuire în plan, ca măsură suplimentară de siguranță care reliefează intuiția constructorilor barajului.

O dată cu aplicarea metodelor de calcul din rezistența materialelor sau din teoria elasticității bidimensionale profilele barajelor de greutate devin triunghiulare. În figura 4.2 se prezintă profilul transversal al barajului Furens din Franța, construit între 1861—1866 și considerat prototipul barajelor de greutate moderne [2].

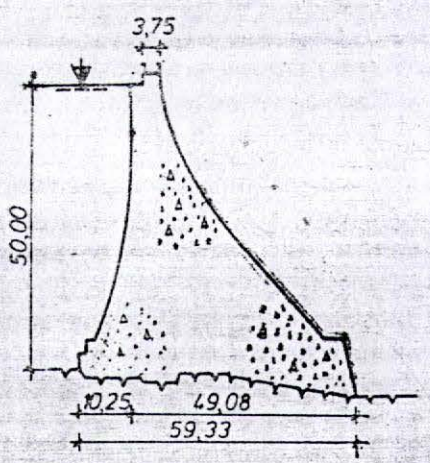


Fig. 4.2 — Profilul barajului de greutate Furens (1866, Franța).

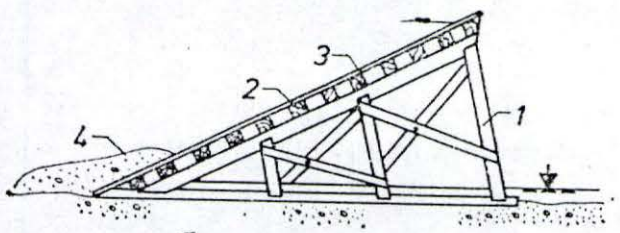
Deşi betonul bazat pe var hidraulic era cunoscut în Imperiul Roman şi probabil folosit la construcţia barajelor, în forma modernă bazată pe cimentul Portland el a fost folosit pentru prima dată în 1866 la barajul de greutate Boyds Corner. Barajul este situat la 80 km nord de New-York (S.U.A.).

Barajele cu contraforţi ca şi barajele arcuite au fost realizate pentru prima dată în Imperiul Roman. Conceptul lor se pare că s-a dezvoltat de la pereţii de reţinere a pămîntului consolidaţi cu contraforţi. Între cele mai vechi baraje cu contraforţi se citează Iturranduz şi Esparragalejo, ambele în Spania. Elementele de reţinere a apei erau alcătuite din pereţi verticali plasaţi între contraforţi la primul baraj şi din bolţi cu paramentul amonte plan care legau contraforţii la cel de al doilea. Astfel barajul Esparragalejo este cel mai vechi baraj în bolţi multiple cunoscut. Structura lui realizată în zidărie cu beton ciclopian la feţele exterioare a fost reconstruită în 1959.

După căderea Imperiului Roman, construcţia de baraje în Europa a stagnat pe o perioadă de circa 1 000 de ani şi conceptul de baraj cu contraforţi a fost pierdut. El reapare tot în Spania în secolul XVI şi două secole mai tîrziu în coloniile spaniole din America. În figura 4.3 se prezintă o schiţă de baraj cu bolţi multiple (anul 1560) atribuită lui *Juanelo Turriano*, constructor de ceasuri şi hidraulician la curtea regelui Spaniei.

Aplicarea betonului armat în domeniul barajelor cu contraforţi s-a concretizat prin barajele cu plăci din beton armat patentate în Statele Unite de *Nils F. Ambursen* la începutul secolului XX. În fapt, barajele propuse de *Ambursen* sînt o extindere în beton armat a tradiţionalelor baraje din lemn folosite de mult timp în Europa şi America (fig. 4.4).

Dezvoltarea tehnicilor mecanizate de punere în operă a betoanelor masive cît şi unele deteriorări (fisuri şi pierderi de apă din lac) apărute la barajele cu plăci din beton armat situate mai ales în condiţii climatice severe au contribuit la apariţia unui nou tip de baraj cu contraforţi. Concepţia lui se bazează pe îngroşarea contraforţilor la partea lor din amonte pînă devin joantivi. Această soluţie a fost introdusă de *Noetzli* pentru secţiunea de 25 m înălţime a deversorului barajului Venustiano Carranza (denumit iniţial Don Martin) construit între anii 1927—28 în Mexico, (fig. 4.5, *a*). For-



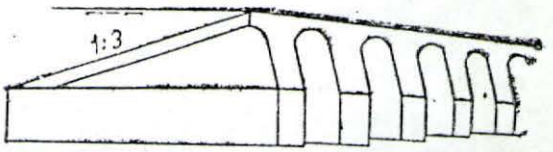


Fig. 4.3 — Schiţă de baraj cu bolţi multiple atribuită lui *Juanelo Turriano* (1560).

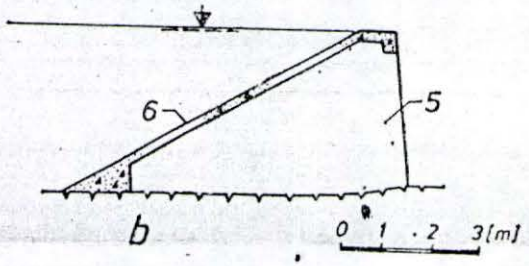


Fig. 4.4 — Secţiuni transversale printr-un baraj tradiţional de lemn (*a*) şi un baraj cu plăci din beton armat tip Ambursen (*b*): *1* — contrafort din grinzi de lemn; *2* — grinzi orizontale; *3* — manta din dulapi de lemn; *4* — umplutură de pămînt; *5* — contrafort din beton; *6* — placă din beton armat.

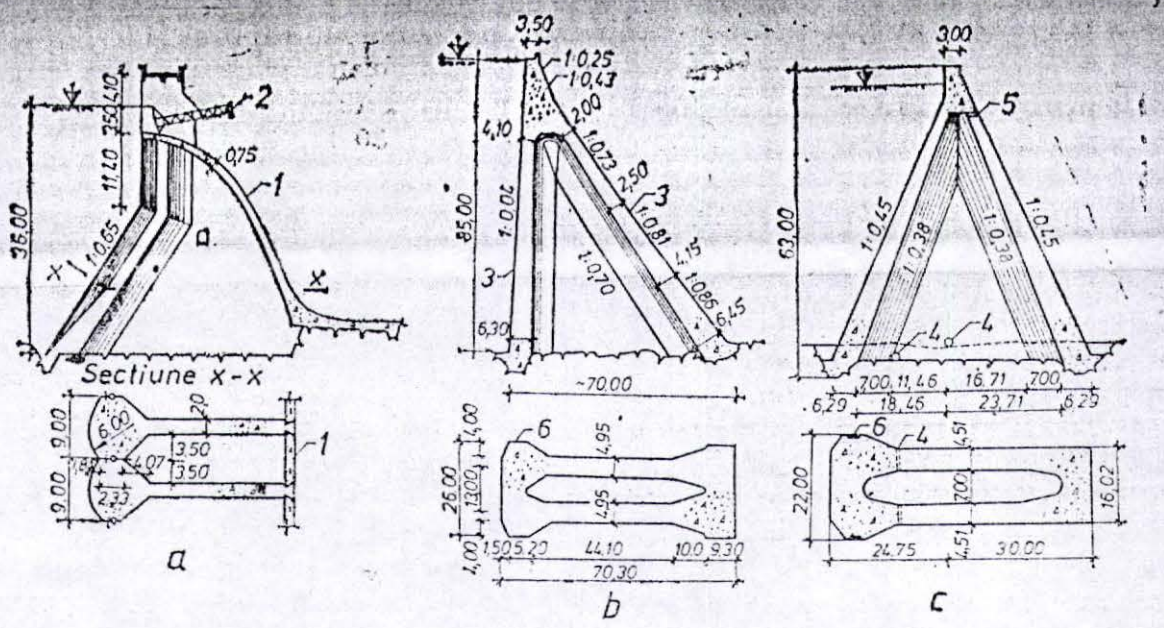


Fig. 4.5 — Secțiuni tipice transversale și orizontale prin baraje cu contraforți îngroșați la amonte: *a* — Venustiano Carranza (1928); *b* — Dixence (1935); *c* — Bau Muggeris (1949); *1* — placă deversantă; *2* — stavilă segment; *3* — paramente protejate cu moloane de piatră; *4* — tubație de drenaj; *5* — aerisire gol interior din plot; *6* — rost etanșat.

ma de ciupercă a capului contrafortului asigură o transmitere avantajoasă prin compresiunea presiunii hidrostatice [3].

În condițiile climatice severe ale unui amplasament din Alpii elvețieni situat la circa 2 200 m altitudine, barajul Dixence (H = 87 m, 1935) (fig. 4.5, *b*) a fost conceput de *Alfred Stucky* din blocuri compuse din cîte doi contraforți monolitizați și cu îngroșări atît la amonte cît și la aval. Acest nou tip s-a denumit baraj evidat. Paramentul amonte al barajului Dixence era aproape vertical dar în plan barajul a fost curbat pentru îmbunătățirea stabilității. În deceniul următor italianul *Claudio Marcello* imaginează un baraj evidat cu pante similare de 1 : 0,45 (1 : 0,50) la paramentele amonte și aval și deschis aval. Soluția aplicată inițial la barajele Trona (H = 54 m) și Inferno (H = 41 m) din Italia se extinde ulterior pentru alte zeci de baraje din Italia și alte țări (fig. 4,5,*c*).

Primul baraj arcuit se pare că a fost construit de romani în Vallon de Baume în sudul Franței. Fundația lui a fost descoperită în secolul XVIII, dar în 1891 în amplasament a fost construit un baraj de greutate curbat. Schițele vechi arată că barajul antic cu o înălțime maximă probabilă de 12 m era puternic curbat, un cilindru gros alcătuit din doi pereți concentrici de zidărie cu nucleu impermeabil de pămînt între ei. Ruinele unor construcții de baraje romane de același tip pot fi observate la Orükaya și Cavdarhisar în Turcia [4].

Primul baraj arcuit probat istoric este considerat un baraj pe rîul Dara lîngă Mardin la granița dintre Turcia și Siria construit de *Cryses* din Alexandria în timpul domniei împăratului Justinian (527—565).

După căderea Imperiului Roman construcția de baraje a încetat în Europa dar a continuat să înflorească în Japonia, India de Sud, Sri Lanka, Arabia și în mod special în Iran. Cel mai vechi baraj arcuit existent este ba-

rajul Kebar din Iran cu $H = 26$ m situat la 160 km sud de Teheran (construit în jurul anului 1300). El are fața amonte verticală și cilindrică iar fața aval înclinată astfel că grosimea barajului crește de la 6 m la coronament la 9 m la bază. Barajul este din zidărie de blocuri de calcar cu mortar de var hidraulic amestecat cu cenușă. Un alt baraj remarcabil din Iran este Kurit cu $H = 62$ m situat la 620 km sud-est de Teheran și construit la sfîrșitul secolului XIII. Structura lui se aseamănă cu a barajului Kebar [4].

Construcția de baraje arcuite reapare în Europa la începutul secolului XVII. O construcție tipică de baraj arcuit este Ponte Alto pe rîul Fersina lîngă Trento din nordul Italiei. Amplasat într-un canion îngust construcția a început în 1611 și a fost supraînălțată de șapte ori pînă în 1887, înălțimea barajului crescînd de la 5 m inițial la 35,50 m. Barajul Elche de 23 m înălțime din provincia Alicante (nord-estul Spaniei) este un alt exemplu reprezentativ (construcția a început în 1632).

Primul baraj arcuit calculat este barajul Zola ($H = 43$ m) din Franța proiectat în 1847 de *François Zola* tatăl renumitului scriitor francez *Emile Zola*. Calculul se presupune că a fost efectuat pe arce independente după formula cazanelor la încărcarea din presiunea hidrostatică. Corpul barajului de o formă armonioasă și robustă este realizat din zidărie de piatră. În figura 4.6 se prezintă rezultatele unor calcule mai recente ale eforturilor din structura barajelor Elche și Zola calculate după metoda egalării deplasărilor între arce și secțiunea centrală [4].

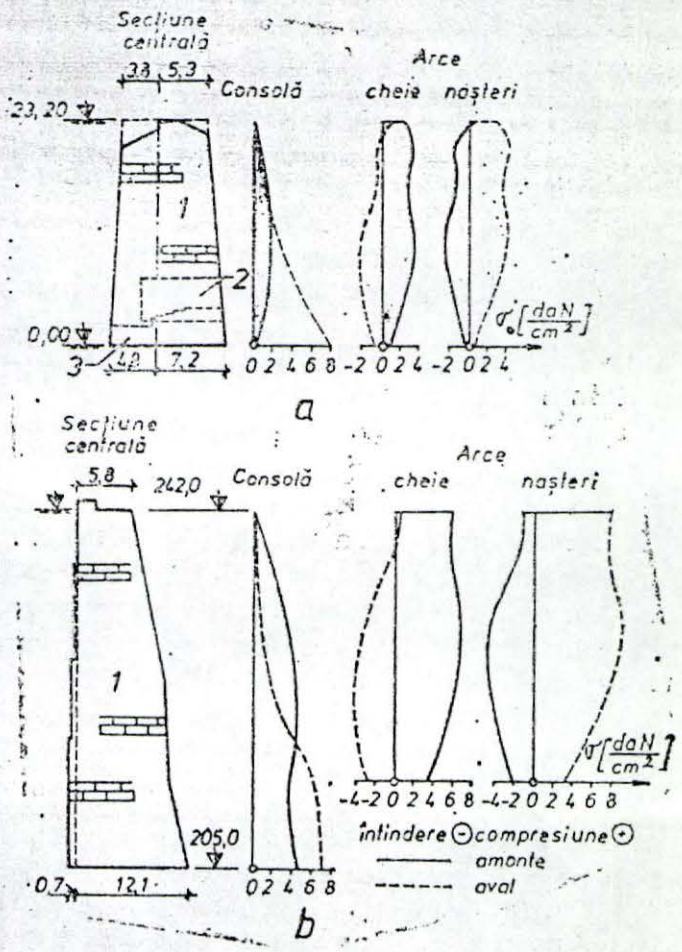


Fig. 4.6 — Diagrame de eforturi normale în daN/cm² din încărcările cu greutate proprie și presiune hidrostatică în barajele arcuite: *a* — Elche; *b* — Zola; *1* — zidărie de piatră cu mortar; *2* — galerie de vizitare; *3* — galerie de spălare.

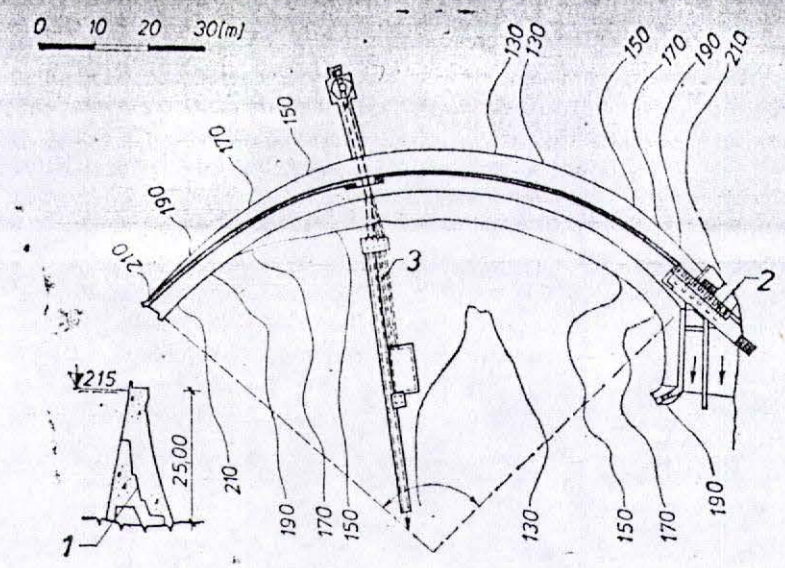


Fig. 4.7 — Plan de situație și secțiune centrală — barajul Sweetwater (1888, California — S.U.A); *1* — etape de supraînălțare a barajului; *2* — descărcător de ape mari; *3* — golire de fund și aducțiune.

In ultima parte a secolului XIX si mai ales în primele decenii ale secolului XX construcția de baraje arcuite înregistrează progrese notabile în SUA. Progresele se bazează pe noile realizări în tehnică, dezvoltarea metodelor de calcul pentru analize structurale, libertatea de alegere a formelor oferită de folosirea betonului. Primele realizări sînt barajele Bear Valley construit în 1883/84, Upper Otay și Sweetwater, toate din California. Barajul Sweetwater (fig. 4.7) are paramentele amonte și aval de înclinări egale astfel că axele arcelor au raze de curbură identice. Barajul a fost supraînălțat în două etape. Scurt timp după terminarea construcției barajul a fost deversat fără să sufere vreun neajuns și confirmînd o comportare excelentă.

Experiența acumulată a permis aplicarea soluțiilor de baraje arcuite la înălțimi tot mai mari. În 1910 se încheie construcția barajului Buffalo Bill (denumit inițial Shoshone) de 99 m înălțime, iar în 1916 a barajului Arrowrock de 107 m înălțime, primul baraj din lume care depășește înălțimea de 100 m. Ambele baraje au fost realizate de Bureau of Reclamation înființată în 1905 și care va deveni principala firmă specializată în construcția barajelor din S.U.A.

În primul deceniu al secolului XX *Gardner Williams*, atunci profesor de inginerie hidraulică la Universitatea Cornell în Ithaca — New York reînnoiește propunerea unui inginer francez *Pelletreau* de a descreste razele de curbură ale unui baraj arcuit de la coronament spre bază. Avantajele de comportare ale noului tip față de forma cilindrică sau barajele arcuite cu rază constantă cunoscute la acea vreme erau evidente. Propunerea este potențată în SUA de *Lars Jorgensen* sub denumirea de baraje arcuite cu unghi constant (izogone) sau raze variabile, care devine imediat în 1914 realizatorul primului baraj de acest tip: Salmon Creek din Alaska (fig. 4.8). Pentru a permite contracția betonului barajul Salmon Creek a fost fragmentat în trei blocuri prin două rosturi verticale, o altă inovație în ingineria barajelor arcuite. La barajul Lake Spaulding din California, construit în aceeași perioadă, rosturile de contracție au fost injectate cu lapte de ciment pentru a reface continuitatea structurală, iar lățimea blocurilor a fost limitată la 50 m față de 70 m la Salmon Creek.

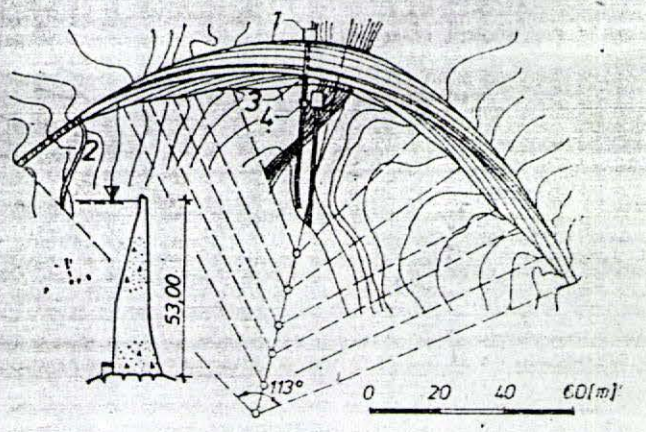


Fig. 4.8 — Plan de situație și secțiune centrală — barajul arcuit cu raze variabile Salmon Creek (1914, Alaska — S.U.A.): *1* — priză de apă; *2* — descărcător de ape mari; *3* — golire de fund; *4* — casă de vane.

Tipul de baraj arcuit propus de *Jorgensen* — prin avantajele tehnice și economice pe care le oferea — s-a impus în scurt timp atît în Statele Unite cît și în Europa. Realizarea unor baraje arcuite tot mai îndrăznețe a avut la bază perfecționarea metodelor lor de analiză structurală prin introducerea conlucrării între arce și console. Ea s-a modelat prin egalarea deplasărilor din nodurile comune ale rețelei din arce și console (*Ritter*, 1913), sau prin repartizarea iterativă a presiunii hidrostatice pînă la obținerea unor deplasări identice ale arcelor și consolelor (Trial Load Method — metoda sarcinilor de probă — *Noetzli*, 1921). Ulterior în perioada interbelică au apărut metodele de analiză bazate pe teoria plăcilor curbe. Progrese importante în calcul s-au realizat prin aplicarea metodelor numerice în diferențe finite și mai ales în elemente finite, în special după 1960. Contribuții notabile în cadrul ultimei etape au avut *A. Stucky*, *J. Lombardi* (Elveția), *R. Prișcu* (România), *O. C. Zienkiewicz* (Anglia), *R. Clough* (SUA) și alții.

După 1930 construcția de baraje arcuite înregistrează un oarecare declin în SUA, în favoarea barajelor de umpluturi. Barajele arcuite continuă să se dezvolte în Elveția, Italia, Franța, Japonia, Uniunea Sovietică, soluțiile de acest tip fiind preferate mai ales pentru baraje de înălțimi mari.

Pe teritoriul României, în mod cert primele baraje au fost construite în primele secole ale erei noastre cînd vechea Dacie a devenit provincie a Imperiului Roman (106-274 e.n.). Unul dintre cele mai vechi baraje este Tăul Mare din localitatea Roșia Montană — Jud. Alba. Barajul a fost reconstruit în 1779 prin supraînălțarea unui baraj datînd din anul 1550. Pe acest amplasament (vale îngustă în formă de V cu rocă de bună calitate alcătuită din riolit compact) au existat baraje în timpul romanilor, care asigurau apa de flotare a minereurilor aurifere din zonă și acționau șteampurile. Barajul este de greutate cu contraforți și este alcătuit din zidărie de piatră și etanșare din material argilos alcătuind prismul amonte. Are înălțimea maximă de 23 m, lungimea la coronament 60 m și lățimea la coronament 8 m. Barajul este exploatat în prezent de o întreprindere minieră locală.

Alte baraje vechi se găsesc în jud. Caraș-Severin, construite în urmă cu peste 300 de ani pentru alimentarea cu apă a furnalelor și a exploatărilor miniere. Astfel barajele Dognecea-Mică, de greutate cu contraforți, cu $H_{max} =$ 12,50 m și Dognecea-Mare, de greutate cu $H_{max} = 15{,}00$ m au intrat în folosință în 1758. Ambele baraje au fost în mai multe rînduri reparate de-a lungul timpului, ultima dată în 1984—85 și se află încă în folosință.

Evoluția barajelor de greutate. În Registrul mondial al barajelor, redactat de Comisia Internațională a Marilor Baraje (ICOLD) și reactualizat periodic sînt cuprinse datele tehnice principale ale barajelor existente în exploatare sau aflate în construcție pe globul pămîntesc. Ediția din 1979 a registrului care reactualizează datele pînă la 31 decembrie 1977 are în evidență 29 514 baraje din cele 71 țări membre ale ICOLD precum și alte 225 baraje din 49 țări și teritorii nemembre ale comisiei internaționale. În categoria barajelor de greutate sînt cuprinse 3 659 baraje, adică 12,3% din numărul total [5, 6].

Statisticile arată că deși barajele de greutate dețin în continuare o pondere însemnată pe plan mondial, ele înregistrează în ultima perioadă de timp un declin cedînd întîietatea mai ales barajelor din materiale locale. Acestea din urmă se adaptează mai ușor tehnologiilor de construcție complet mecanizate. Diagrama prezentată în figura 4.9 ilustrează afirmația de mai înainte.

În figura 4.10 sînt reprezentate tipurile principale de baraje de greutate. Ele sînt următoarele:

— tipul clasic (fig. 4.10, *a*) — avînd formă dreptunghiulară într-o secțiune orizontală printr-un bloc;

— cu rosturi lărgite (fig. 4.10, *b*) — care au efecte importante de reducere a subpresiunii pe talpa barajului și implicit asupra economicității profilului;

— cu goluri în fundație (fig. 4.10, *c*) — cu efecte asemănătoare rosturilor lărgite descrise mai înainte;

— cu goluri în corpul barajului (fig. 4.10, *d*) umplute cu balast sau alte materiale mai ieftine decît betonul;

— ancorate în terenul de fundare (fig. 4.10, *e*), bazate pe înlocuirea unei părți din greutatea necesară a corpului barajului prin forțe transmise de ancore pretensionate.

Folosirea rolcretului în construcția barajelor de greutate asigură performanțe economice superioare și va conduce probabil la creșterea frecvenței de aplicare a acestui tip de baraj în deceniile următoare.

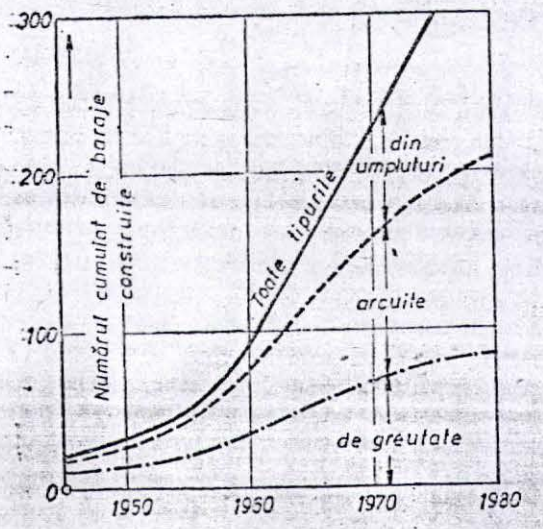


Fig. 4.9 — Evoluția construcțiilor de baraje de mare înălțime ($H > 100$ m) în lumea întreagă după cel de al doilea război mondial.

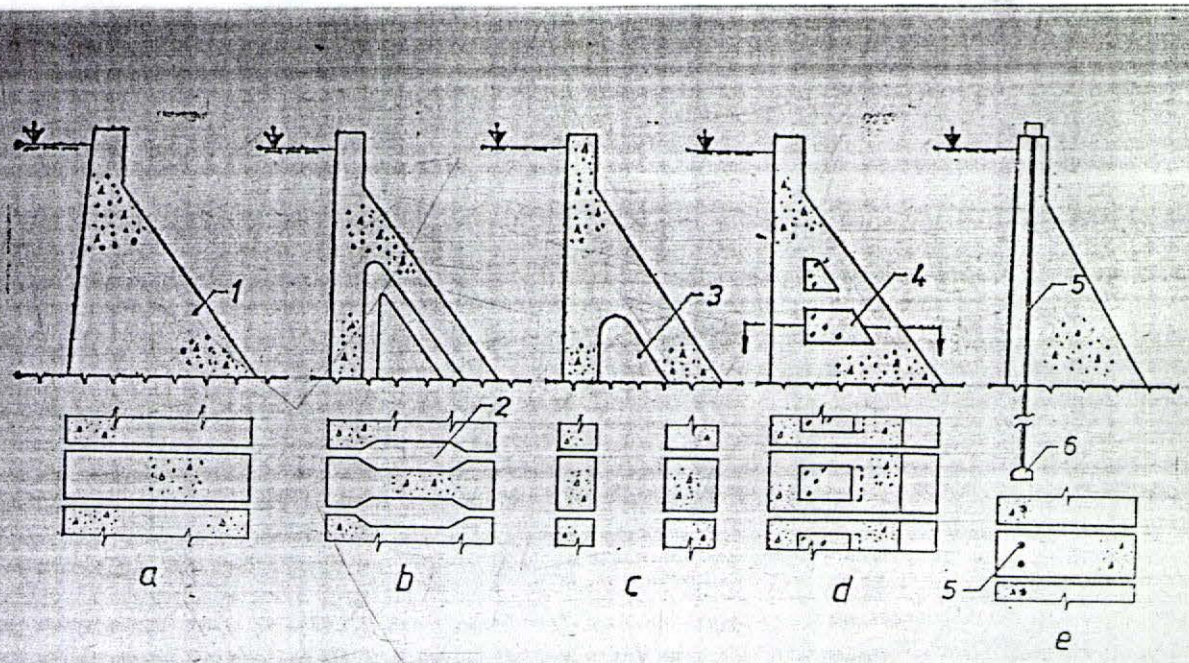


Fig. 4.10 — Tipuri principale de baraje de greutate: *a* — clasic; *b* — cu rosturi lărgite; *c* — cu goluri continue în fundație; *d* — cu goluri lestate în corpul barajului; *e* — ancorate în terenul de fundare; *1* — corp baraj; *2* — rost lărgit; *3* — gol; *4* — gol umplut cu piatră; *5* — ancoră pretensionată; *6* — bulb de ancorare.

În tabelul 4.1 se dau caracteristicile de bază ale celor mai înalte baraje de greutate realizate pînă în 1986 [7].

Barajul Grand Dixence (H = 285 m) barează rîul Dixence afluent al rîului Rhône în Valais (Elveția) și este în prezent cel mai înalt baraj de greutate din lume (fig. 4.11). Lacul format de baraj permite regularizarea anuală a debitelor pentru folosință hidroenergetică. În vederea unei intrări mai rapide, etapizate în funcțiune, barajul a fost realizat în cinci etape, prima asigurînd o înălțime de reținere de 180 m. Studii speciale au fost efectuate

Tabelul 4.1

Denumirea Țara	Anul terminării construcției	Înălțime, H [m]	Lungime la coronament [m]	Volum de beton [10^6m^3]	Volum de apă acumulat [10^6m^3]
1. Grand Dixence (Elveția)	1962	285	695	6,000	0,401
2. Alvaro Abregon (Mexico)	1946	260	88	0,030	0,013
3. Bhakra (India)	1963	226	518	4,130	9,621
4. Hoover (SUA)	1936	221	379	3,368	34,852
5. Dworshak (SUA)	1973	219	1002	4,931	4,259
6. Toktogulsk (URSS)	1978	215	293	3,345	19,500
7. Lower Tunguska (URSS)	1994	200	6200	23,000	45,000
8. Leichwar (India)	1985	192	440	2,000	0,580
9. Shasta (SUA)	1945	183	1055	6,660	5,615
10. Longyangxia (China)	1987	175	342	1,540	24,700
11. Alpe Gera (Italia)	1964	174	528	1,700	0,068
12. Piedra del Aquila (Argentina)	1990	174	795	2,764	12,800

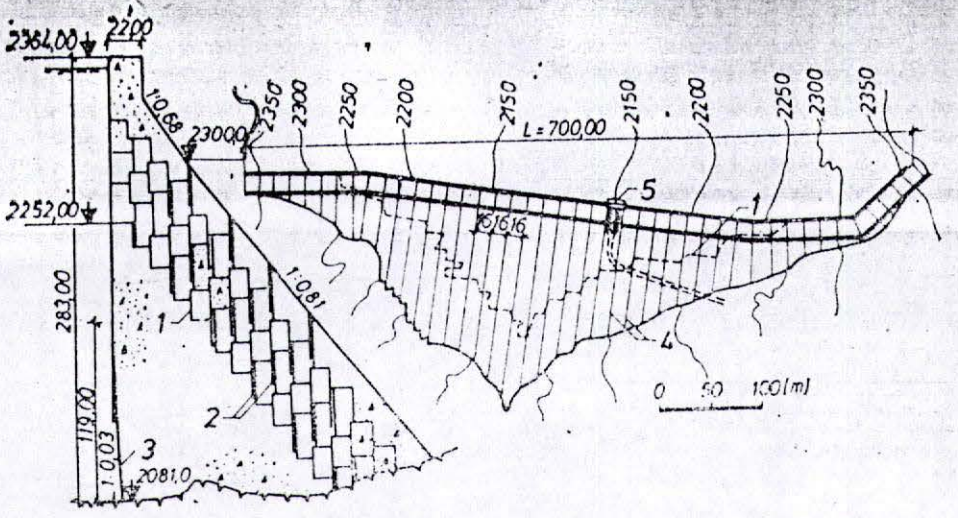


Fig. 4.11 — Barajul Grand Dixence: *a* — secțiune transversală; *b* — vedere în plan; *1* — etapa I de construcție; *2* — rosturi betonate; *3* — surplombă; *4* — rosturi transversale; *5* — priza de apă.

asupra rosturilor dintre etapele de supraînălțare, pentru ca ele să transfere în mod corespunzător încărcările provenite din supraînălțări. În acest scop au fost prevăzute rosturi lărgite care ulterior s-au betonat. S-a aplicat zonarea betoanelor în corpul barajului, betoanele de la paramente au avut 250 kg ciment/m³, iar cele interioare 160 kg ciment/m³. Efortul maxim de compresiune, în condiții normale de exploatare, ajunge la 70 daN/cm².

Barajul Hoover (denumit inițial Boulder) ($H = 221$ m) (fig. 4.12) realizează o mare acumulare pe rîul Colorado (S.U.A.) în zona unde el constituie granița dintre Nevada și Arizona. Intrat în exploatare în 1936, barajul a fost timp de 22 ani cel mai înalt baraj din lume. Barajul prezintă o curbură accentuată în plan, ceea ce face ca el să fie încadrat în categoria barajelor „de greutate în arc". Această măsură constructivă aplicată și la alte baraje de greutate costruite anterior permite transferarea unei părți din încărcarea

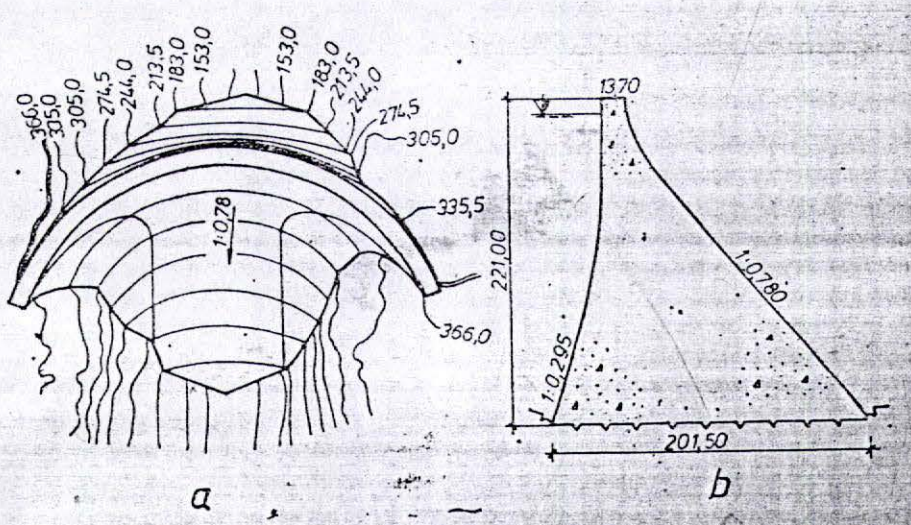


Fig. 4.12 — Barajul Hoover (Boulder): *a* — vedere în plan; *b* — secțiune transversală.

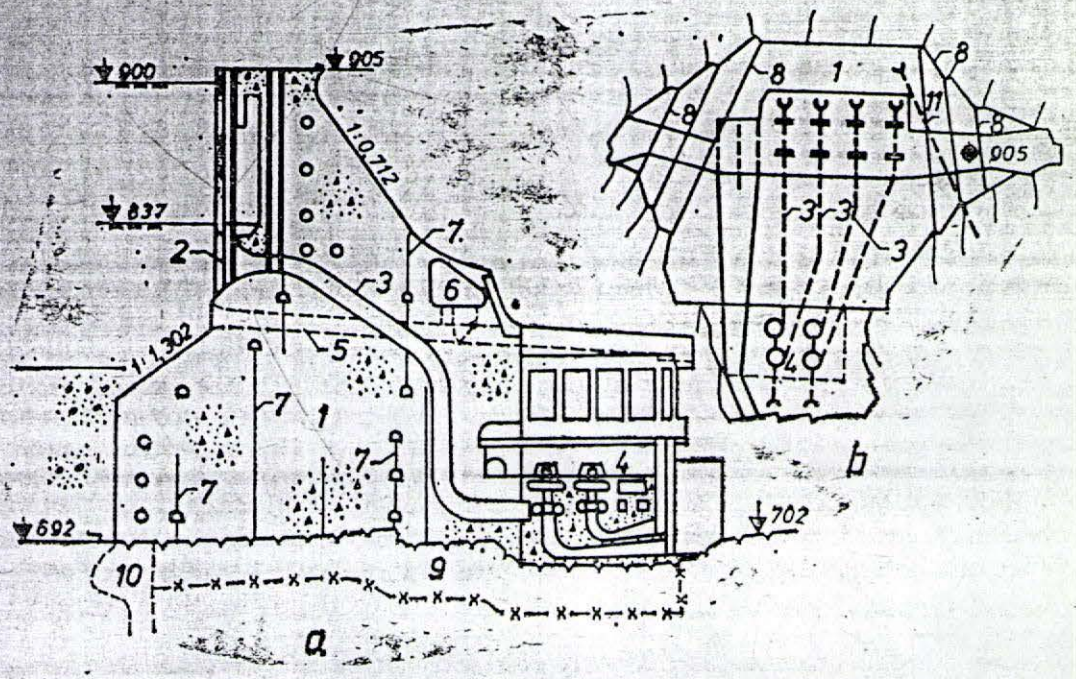


Fig. 4.13 — Barajul Toktogulsk: *a* — secțiune transversală; *b* — vedere în plan; *1* — corp baraj; *2* — priză de apă; *3* — conductă forțată; *4* — centrală hidroelectrică; *5* — golire de fund; *6* — casa vanelor de la golirea de fund; *7* — rosturi longitudinale; *8* — rosturi transversale de contracție; *9* — zona injecțiilor de consolidare; *10* — zona injecțiilor pentru voalul de etanșare; *11* — galerie de deviere.

hidrostatică pe arce către versanți, descărcînd consolele verticale. Acumularea servește unor folosințe multiple, cea principală fiind producerea de energie electrică, iar celelalte fiind navigație, atenuarea viiturilor, irigații și agrement.

Barajul Toktogulsk ($H = 215$ m) realizează o mare acumulare pentru folosință hidroenergetică pe rîul Nar în regiunea Kirghizsan din U.R.S.S. (fig. 4.13). Barajul a fost realizat în condiții naturale complexe. Modulii de deformație ai rocii din terenul de fundare prezentau variații extrem de mari între diverse zone de la 1 000 la 15 000 MPa, iar roca însăși era puternic fisurată.

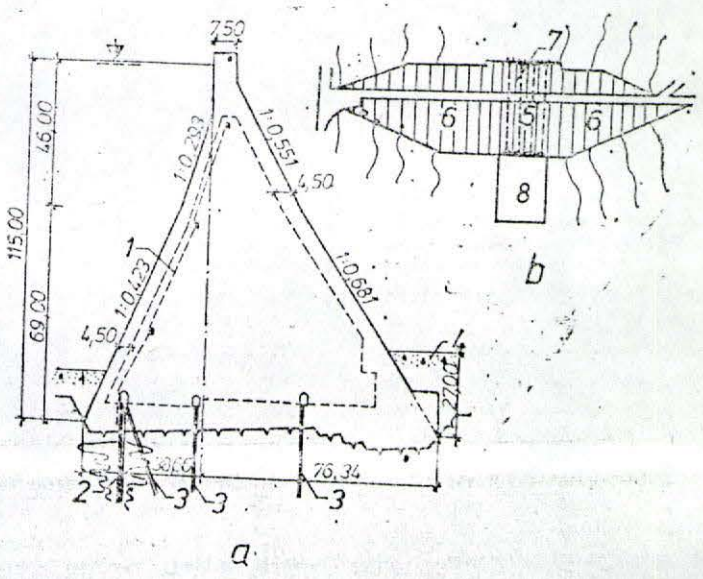


Fig. 4.14 — Barajul Izvorului Muntelui Bicaz: *a* — secțiune transversală; *b* — vedere în plan; *1* — tuburi de drenaj; *2* — voal de etanșare; *3* — rețea de drenaj; *4* — umplutură; *5* — ploturi deversante; *6* — ploturi nedeversante; *7* — goliri de fund; *8* — bazin disipator de energie.

În România recordul de înălțime la categoria barajelor de greutate este deținut de barajul Izvorul Muntelui — Bicaz pe rîul Bistrița (fig. 4.14). Cu cei 127 m înălțime, barajul se situează pe locul 29 în lume la categoria barajelor de greutate în statistica ICOLD menționată mai înainte. Barajul are lungimea la coronament de 435 m și un volum de beton de 1 625 000 m³. În profil transversal sînt de remarcat schimbările de pantă la ambele paramente într-o zonă situată aproximativ la jumătatea înălțimii maxime a barajului. Profilul cu paramente mai abrupte a fost aplicat pe versanți. În zona centrală pantele părții inferioare ale barajului au fost îndulcite pentru asigurarea condiției de stabilitate. Roca de fundare este constituită din gresii de Tarcău, dispuse în straturi, cu intercalații de șisturi argiloase. Se remarcă forajele de drenaj care pătrund în roca de fundare pentru micșorarea subpresiunilor. Evacuatorii de ape mari sînt alcătuiți din patru cîmpuri deversante fiecare de 11,5 m deschidere echipate cu stavile segment și patru goliri de fund cu diametrul de 2,5 m.

Un alt baraj important de tip fluvial a fost realizat pe Dunăre la Porțile de Fier 1 (fig. 4.15) [8]. Barajul deversor, amplasat în mijlocul albiei minore a Dunării și alcătuit din 14 ploturi deversante are scopul de a asigura

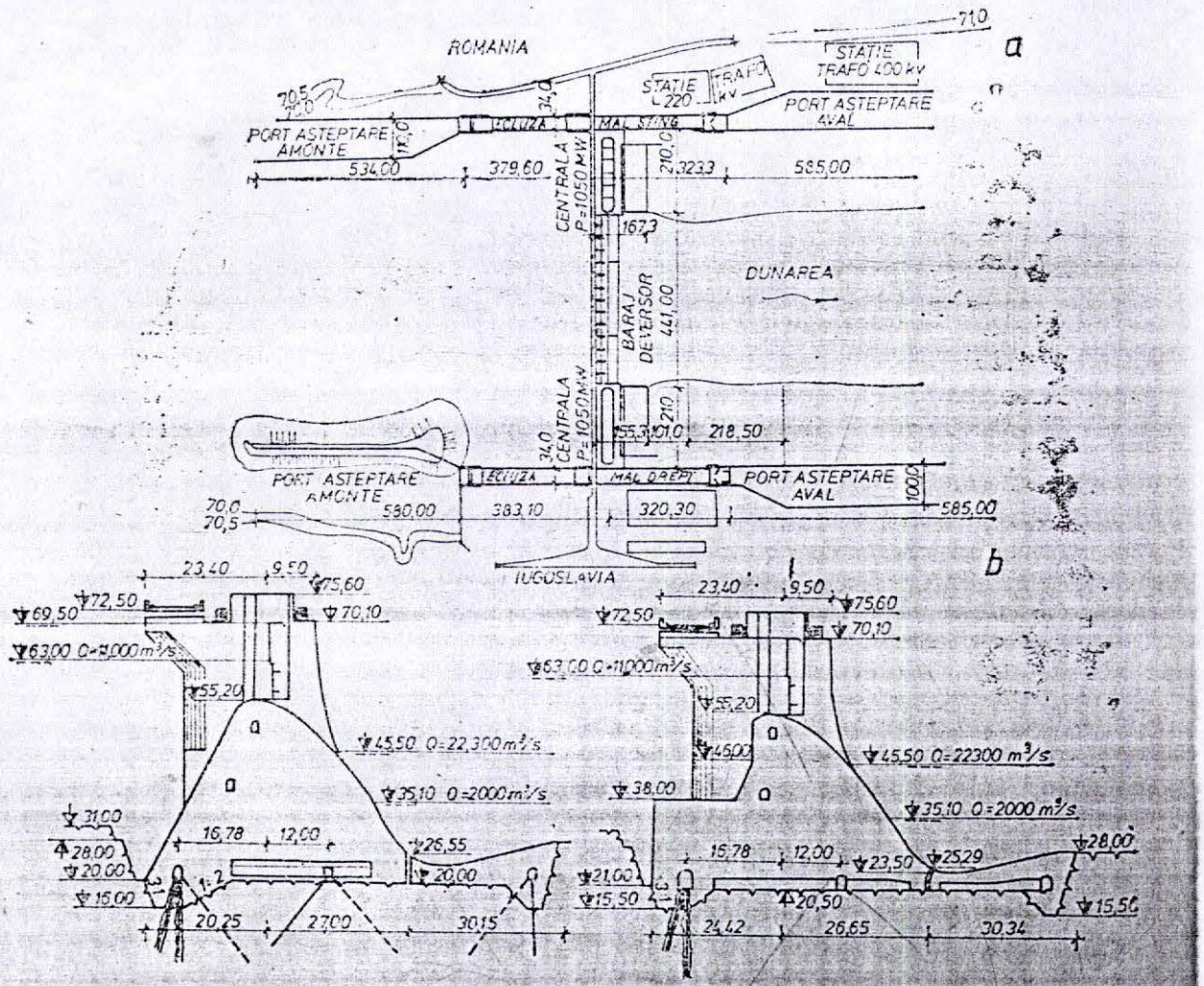


Fig. 4.15 — Sistemul hidroenergetic și de navigație Porțile de Fier-1 pe Dunăre: *a* — vedere în plan; *b* — secțiuni tip prin barajul deversor.

înălțimea de retenție, evacuarea apelor mari, a gheții și plutitorilor. Are înălțimea maximă de 60,60 m și lungimea la coronament de 441 m. Rocile de bază din ampriza barajului sînt paragnaise biotitice cu intercalații granitice și amfibolice, în general mai tari spre malul drept. Coeficienții de frecare beton-rocă acceptați în calcule au fost de 0,6 pentru ploturile 1...2 (la malul drept) și 0,5 pentru ploturile 3...14. În acest sens s-au adoptat două tipuri de profile transversale. Cîmpurile deversante au deschiderea de 25 m și sînt separate de pile cu grosimea de 7 m. Cîmpurile deversante sînt echipate cu stavile plane duble-cîrlig cu dimensiunile de 14,8 × 25 m. Capacitatea maximă de deversare este de 15 400 m³/s. Disipatorul de energie este de tip cilindric cu radier în contrapantă și are o lungime de circa 30 m.

Evoluția barajelor cu contraforți. O descriere cronologică a apariției tipurilor principale de baraje cu contraforți s-a făcut la punctul 1. În figura 4.16 se prezintă schemele variantelor moderne de baraje cu contra-

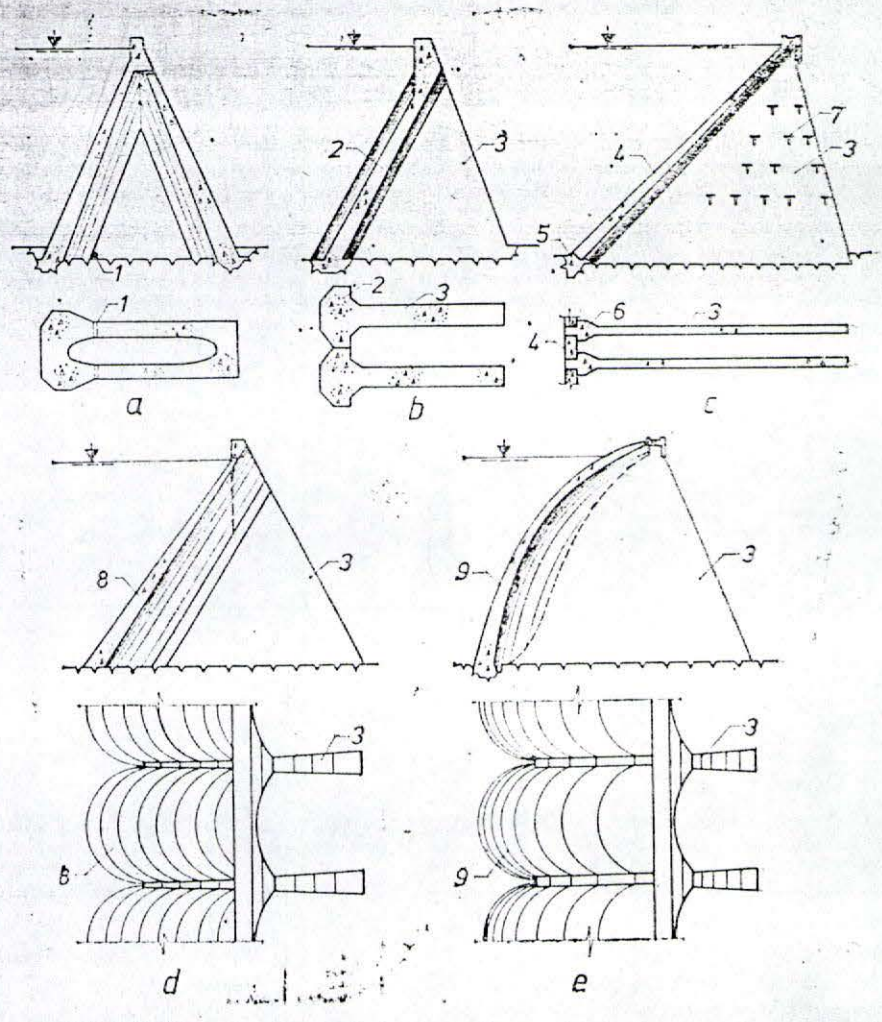


Fig. 4.16 — Schemele variantelor moderne de baraje cu contraforți: *a* — evidate; *b* — cu contraforți ciupercă (diamant); *c* — cu plăci din beton armat; *d* — cu bolți multiple; *e* — cu cupole multiple; *1* — tub de drenaj; *2* — cap contrafort; *3* — contrafort; *4* — placă de beton armat; *5* — vatră; *6* — vută de rezemare; *7* — grindă de rigidizare; *8* — boltă; *9* — cupolă.

forți. Ele sînt următoarele: evidate închise sau deschise la aval, cu contraforți îngroșați la amonte sub formă de ciupercă sau diamant, cu plăci din beton armat, cu bolți multiple, cu cupole multiple.

Statistica ICOLD, menționată mai înainte, inventariază 318 baraje evidate și cu contraforți, 391 baraje cu plăci din beton armat și 123 baraje cu bolți multiple. Frecvența de aplicare a acestor tipuri de baraje este relativ modestă deși sînt construcții spectaculoase cu grad înalt de tehnicitate și care în multe ocazii și-au dovedit eficiența. Explicațiile pot fi găsite în preferințele marii majorități a constructorilor de baraje din lumea întreagă pentru soluții simple și cu grad de adaptare maxim la tehnologii complet mecanizate.

În tabelele 4.2 ... 4.5 se prezintă parametrii principali ai unora dintre cele mai reprezentative baraje cu contraforți (semnificația parametrilor se

Tabelul 4.2

Denumirea Țara	Anul terminării construcției	Înălțimea maximă, H [m]	Lățime plot, D [m]	Pantă amonte, λ_1	Pantă aval, λ	Lățime contrafort, t[m]	Lățime evidare, D[m]	Coef. de evidare, α
1. Itaipu — Brazilia Paraguay	1986	190	34	0,58	0,46	6,00	12,4	0,57
2. Alcantara — Spania	1969	130	22	0,45	0,45	5,00	7,00	0,61
3. Andijanskaia URSS	1980	115	26,14 (23,55)	0,50	0,50	5,00		
4. Ancipa — Italia	1952	112	22	0,45	0,45	4,00	7,00	0,55
5. Baina Bașta — Iugoslavia	1969	90	21	0,50	0,65	4,00		
6. Malga Bissina — Italia	1957	87	22	0,45	0,45	4,65	7,00	0,60
7. Latiyan — Iran	1967	87	22	0,45	0,45	5,75	5,75	0,56
8. Dixence — Elveția	1937	81	26	0,04	0,81	5,00	8,00	0,60

NOTA : coeficientul de evidare α s-a calculat ca raportul între suprafața orizontală de beton la baza plotului de înălțime maximă a barajului și suprafața dreptunghiului echivalent circumscris.

Tabelul 4.3

Denumirea Țara	Anul terminării construcției	Înălțimea maximă, H[m]	Lățime plot D [m]	Pantă amonte	Pantă, aval, λ	Lățime contrafort, t[m]	Coeficient de evidare, α
1. Hatanagi-2 Japonia	1962	125	22(16)	0,50	0,50	7,32(5,12)	0,66
2. Valle Grande — Argentina	1964	113,5	12	0,50	0,50	4,20 ...2,80	0,70
3. Santa Giocoma-Italia	1959	112	15	0,40	0,50	10,00	0,33
4. Zeya — URSS	1978	111	15	0,15	0,80	6,00	0,60
5. Menjil-Iran	1960	106	14	0,40	0,60	5,00	0,64
6. Ikawa-Japonia	1957	103,6	14	0,55	0,55	5,80	0,58
7. Poiana Uzului — Romînia	1972	80	15	0,50	0,45	5,00	0,66
8. Gura Rîului — România	1979	73,5	15	0,57	0,28	4,45...8,00*	0,70

*) baraj cu contraforți de grosime variabilă

NOTA: coeficientul de evidare α s-a calculat ca raportul între lățimea golurilor pe lățimea totală a plotului.

Tabelul 4.4

Denumirea Țara	Anul terminării construcției	Înălțimea maximă, H[m]	Deschiderea bolților D[m]	Observații
1. Daniel Johnson (Manicouagan 5) Canada	1970	214	161,5 și 76,2	
2. Beznar-Spania	1985	137		
3. Grandval-Franța	1959	88	50	
4. Bartlett-S.U.A.	1939	87,5	21	
5. D'Erraguène-Algeria	1960	80,0	35	Alcătuit din 35 cupole de formă torică cu axa de revoluție orizontală.
6. Coolidge-S.U.A.	1928	76,5	54,90	Alcătuit din 3 cupole de forma unor suprafețe de rotație în jurul unui ax înclinat.

Tabelul 4.5

Denumirea Țara	Anul terminării construcției	Înălțimea maximă, H[m]	Distanța între axele contraf., D[m]	Panta param. amonte, λ_1	Panta param. aval, λ	Grosimea plăcii amonte [m]	Grosimea contrafort [m]
1. Eskaba — Argentina	1949	87,80	12,20	1,00	0,27	1,50... 2,80	1,07... 3,20
2. Rodriguez — Mexico	1935	76,00	6,70	1,00	0,20		0,48... 1,68
3. Possem — Kingdom-SUA	1941	57,80	12,20	0,80	variabilă		2,53... 2,74
4. Muda-Malaysia	1967	33,50	6,50	1,00	profil deversant		

*) baraj ancorat în teren (roca de fundare — argilită)

poate vedea în fig. 4.16) [6, 7, 9, 10]. Tipurile prezentate sînt următoarele: baraje evidate (cu contraforți dubli) (tabelul 4.2), baraje cu contraforți ciupercă (diamant) (tabelul 4.3), baraje cu bolți multiple (cupole multiple) (tabelul 4.4), baraje cu plăci din beton armat (tabelul 4.5).

Amenajarea Itaipu de pe fluviul Parana, cea mai mare uzină hidroelectrică din lume (P_i = 12 600 MW), are barajul în lungime de peste 7 km alcătuit din mai multe tipuri de structuri, partea principală fiind de tipul evidat (fig. 4.17). Barajul evidat are o lungime de 1 064 m și înălțimi variind între 100 și 185 m, deținînd recordul de înălțime la această categorie. În raport cu un baraj de greutate clasic soluția a asigurat reduceri importante a volumului de beton. Lățimea ploturilor de 34 m, de asemenea o lățime record, a fost adoptată din condiția de plasare a grupurilor turbină-generator la piciorul aval al barajului. Măsuri speciale privind rețeta de

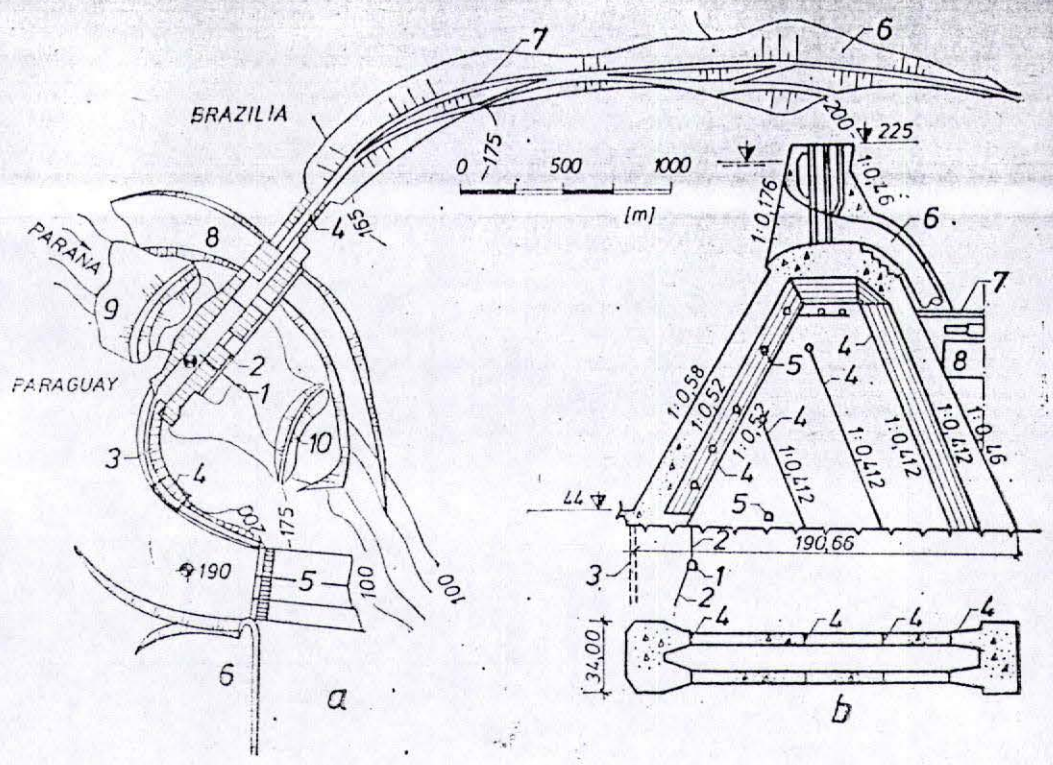


Fig. 4.17 — Amenajarea hidroelectrică Itaipu: *a* — plan general de situație; *1* — baraj evidat principal; *2* — centrală hidroelectrică; *3* — aripă din baraj cu contraforți; *4* — prize pentru extinderea în viitor a centralei hidroelectrice; *5* — descărcător de ape mari; *6* — baraj de pămînt de închidere; *7* — baraj de anrocamente; *8* — canal de deviere în perioada construcției; *9* — batardou amonte; *10* — batardou aval; *b* — secțiune tip în zona barajului principal de tip evidat; *1* — galerie de drenaj; *2* — rețea de drenaj; *3* — voal de etanșare; *4* — rosturi longitudinale de contracție (provizorii); *5* — galerii; *6* — conductă forțată ∅ 10,5 m; *7* — platformă de montaj; *8* — centrală hidroelectrică.

betoane, prepararea, punerea în operă și protejarea betoanelor puse în operă au fost luate pentru a limita pericolul fisurării ploturilor. Din aceleași motive în ploturi s-au prevăzut rosturi longitudinale care în final s-au injectat. Lucrările la amenajare au început în 1975, primele grupuri hidroenergetice au intrat în exploatare în 1983, iar în 1988 amenajarea va funcționa la întreaga capacitate.

Barajul Daniel Johnson (Manicouagan 5) cu cei 214m, înălțime maximă deține recordul de înălțime la categoria barajelor cu bolți multiple (fig. 4.18). Este alcătuit dintr-o boltă centrală cu 161,5 m deschidere și 12 bolți curente de 72 m deschidere fiecare. Bolta centrală reazemă pe doi contraforți înclinați și este definită de o suprafață cilindrică la fața amonte și una conică la fața aval. Grosimea ei variază de la 4,50 m la coronament la 22,50 m în fundație; contraforții centrali au grosimi de 30 m la partea superioară și 42 m la bază. Bolțile curente sînt cilindrice atît la intrados cît și la extrados și au grosimea variabilă de la 3,00 m la coronament la 7,80 m la bază. Barajul a intrat în exploatare în 1970. În 1984 au fost identificare numeroase fisuri în zona din vecinătatea fundației, chei amonte, mai ales la bolțile adiacente celei principale. Cauza principală a apariției fisurilor au fost variațiile mari de temperatură, caracteristice climatului arid al regiunii. Sînt în curs de realizare măsuri de consolidare a bolților afectate de fisuri prin bolți plonjante atașate la paramentul aval la bază.

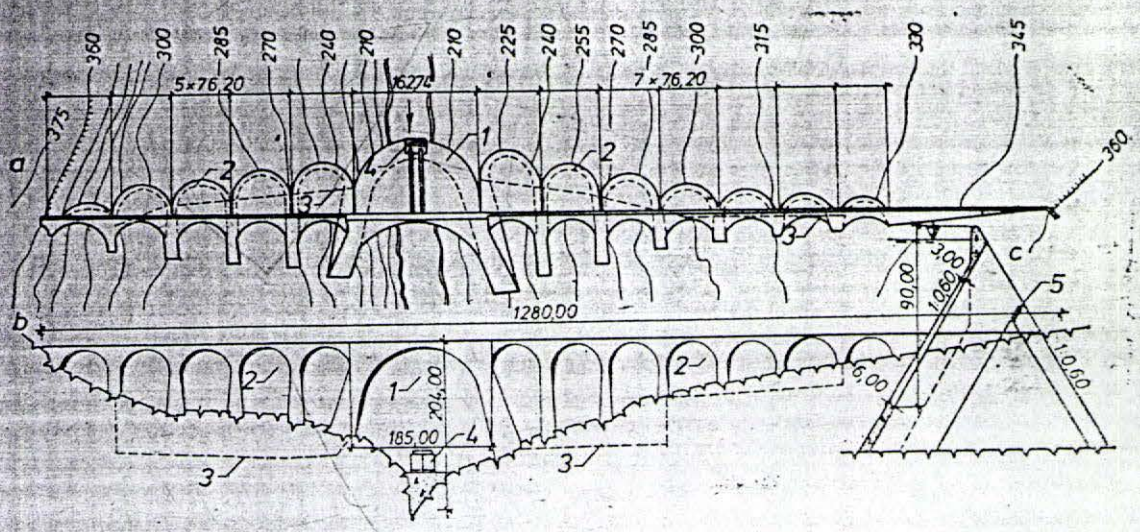


Fig. 4.18 — Barajul Manicouagan-5 (Canada): *a* — vedere în plan; *b* — vedere din aval; *c* — secțiune prin cheia bolții; *1* — boltă centrală; *2* — boltă curentă; *3* — galerie de drenaj; *4* — priză de apă; *5* — evazarea contrafortului.

Cel mai înalt baraj cu contraforți din România este barajul Poiana Uzului de 80,40 m înălțime maximă, intrat în exploatare în 1972 (fig. 4.19). Ploturile de 15 m lățime și cu contraforți de 5 m grosime sînt prevăzute cu radier general. În acest fel se realizează o fundație continuă, care acoperă și protejează terenul de fundare format din roci grezoase și marne. Radierul general a fost lestat cu materiale din excavație, care au înlocuit o parte din greutatea necesară de beton a ploturilor. Contraforții sînt prevăzuți la pi-

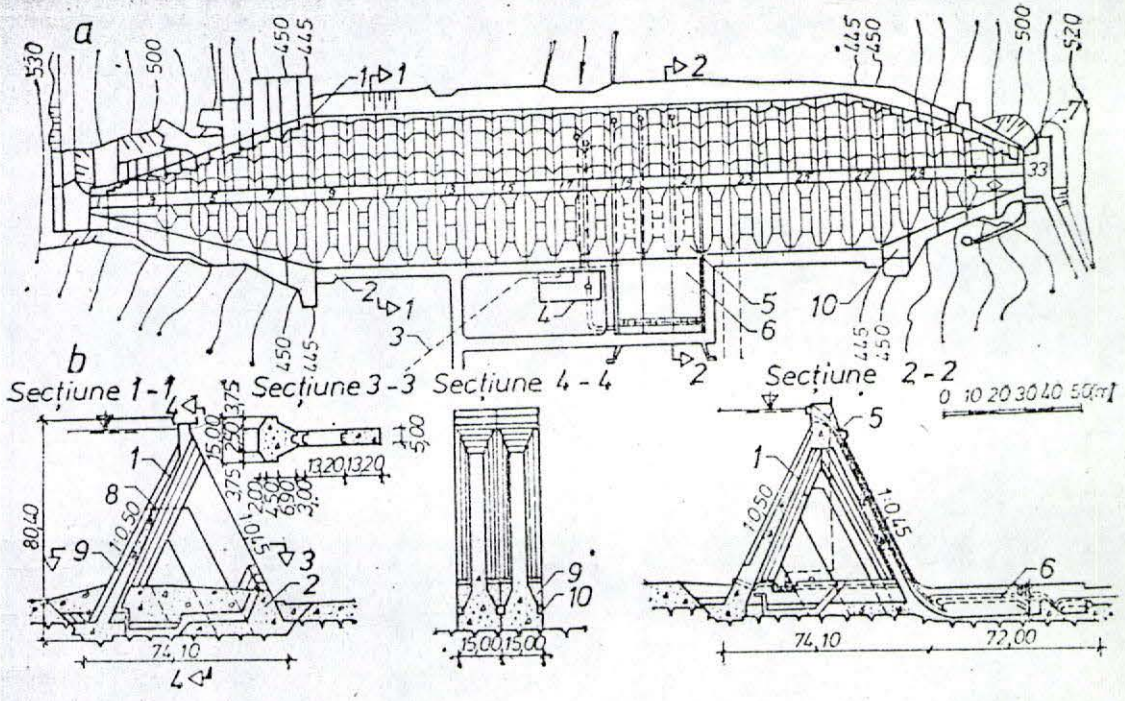


Fig. 4.19 — Barajul Poiana Uzului: *a* — vedere în plan; *b* — secțiuni caracteristice; *1* — cap amonte; *2* — buton aval; *3* — aducțiune; *4* — centrală hidroelectrică; *5* — deversor; *6* — disipator de energie; *7* — plot culee; *8* — limita primei etape; *9* — lest; *10* — galerie de drenaj.

ciorul aval cu butoni de rezemare pe un sfert din înălțimea ploturilor. Această măsură constructivă mărește rigiditatea longitudinală a barajului, îmbunătățind comportarea lui la acțiuni seismice. Amplasamentul barajului se încadrează în gradul VIII MSK de intensitate seismică.

Barajul Gura Rîului ($H = 73{,}50$ m) este cu contraforți de grosime variabilă, o soluție de optimizare propusă de *R. Prișcu* și *A. Popovici* în 1970 [11, 12] (fig. 4.20). Varierea grosimii contraforților a condus la o distribuție mai rațională a betonului în corpul barajului, cu economii la volumul de beton de circa 12% comparativ cu soluția obișnuită cu contraforți de grosime constantă. Barajul este alcătuit din 22 ploturi de 15 m lățime fiecare. Grosimea contraforților variază de la 4,45 m la contactul cu placa amonte la 8,00 m la piciorul aval. Pe versanți barajul a fost fundat pe rocă sănătoasă formată din gnaisuri cu intercalații rare de amfibolite și pegmatite. În albie, datorită caracteristicilor mai slabe ale rocii, s-a adoptat o soluție cu radier continuu pe partea din aval de axa barajului și o lărgire a contrafortului cu 4,00 m spre aval față de plotul tip.

Evoluția barajelor arcuite. Registrul mondial al barajelor, ediția 1979, inventariază 715 baraje arcuite. În condiții geologice și morfologice favorabile, barajele arcuite rezultă mai eficiente decît alte soluții, mai ales

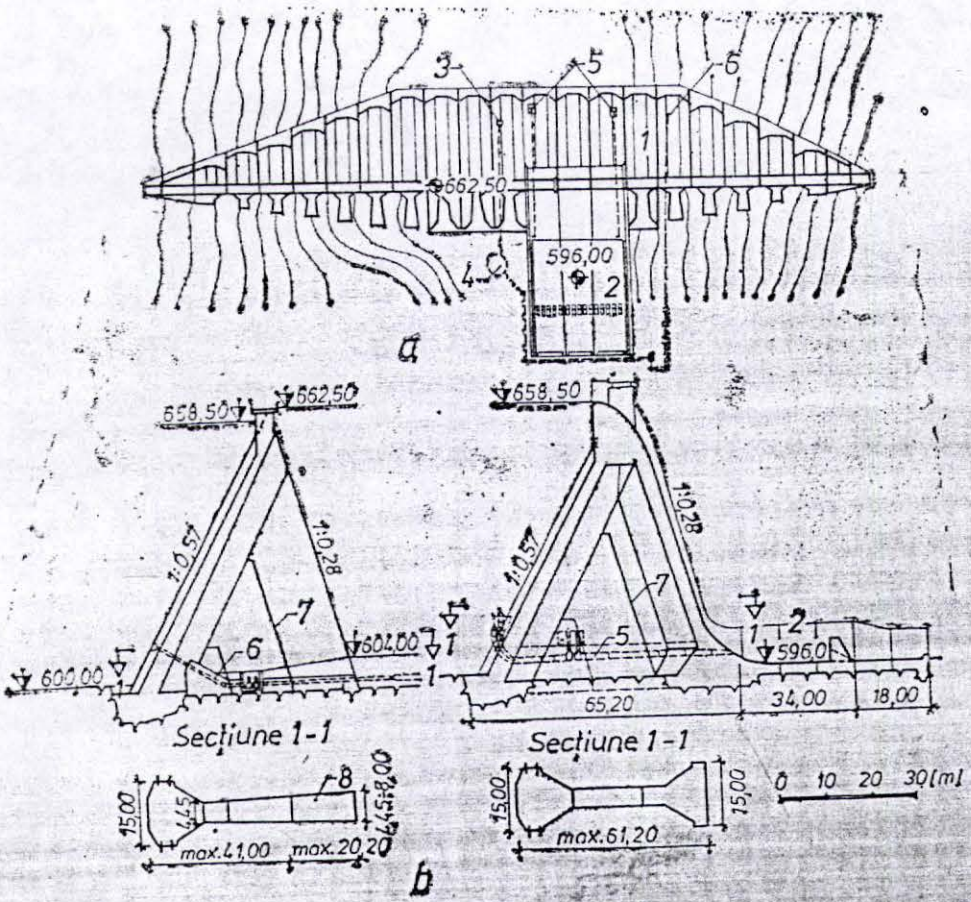


Fig. 4.20 — Barajul Gura Rîului: *a* — vedere în plan; *b* — secțiuni plot curent și deversant; *1* — corp baraj; *2* — disipator de energie; *3* — priză centrală hidroelectrică; *4* — centrală hidroelectrică; *5* — goliri de fund; *6* — priză de apă; *7* — rosturi longitudinale; *8* — contrafort cu grosime variabilă.

pentru înălțimi mari. Ele sînt în continuare în atenția constructorilor de baraje din lumea întreagă.

Barajele arcuite moderne sînt de tipul cu unghiuri la centru și raze variabile și mai mult sau mai puțin cupolate (cu curbură atît în planuri orizontale cît și verticale). Un prototip al barajelor moderne este barajul Osiglietta (Italia) intrat în exploatare în 1939 (fig. 4.21). Surplombarea părții inferioare a barajului asigură precomprimarea din greutatea proprie a piciorului amonte și compensează din efectul retragerii spre aval a părții superioare. Structura cu dublă curbură rezultată preia totodată în condiții optime presiunea hidrostatică. Mai trebuie subliniat rostul perimetral, care separă barajul propriu-zis de soclul de fundație și care reduce eforturile de întindere de-a lungul nașterilor amonte ale barajului.

Rostul perimetral aplicat inițial la barajul Osiglietta a devenit o soluție curent aplicată la multe baraje arcuite importante din Italia realizate în special de *Carlo Semenza* (1893—1961) și *Guido Oberti*. Mai rar, această soluție s-a aplicat și în alte țări (în România la barajul Paltinu, $H = 108$ m).

În Franța, renumitul constructor de baraje *André Coyne* (1891—1960) aplică o tăietură între soclul de la bază și structura cu raze variabile a barajului arcuit, crescînd astfel cota parte din încărcare preluată după arce. Soluția a fost aplicată pentru prima dată la barajul Marèges ($H = 90$ m) pe rîul Dordogne intrat în exploatare în 1935. *André Coyne* elaborează o metodă de calcul a barajelor arcuite pe arce independente plonjante spre aval. El se face remarcat de asemenea prin proiectarea unor baraje arcuite foarte subțiri (Gage cu $H = 47$ m, Tolla cu $H = 90$ m). Deși în scurt timp după intrarea în exploatare și apariția unor defecțiuni, ambele baraje au fost consolidate prin îngroșare, experimentul a prilejuit numeroase învățăminte .Ruperea barajului Malpasset ($H = 66$ m) în 1959 a pus în evidență importanța calității terenului de fundare pentru siguranța barajelor și a impulsionat dezvoltarea mecanicii rocilor.

Alte idei în domeniul proiectării barajelor acruite, datorate în special lui *A. Stucky*, apar în Elveția unde marea majoritate a barajelor arcuite

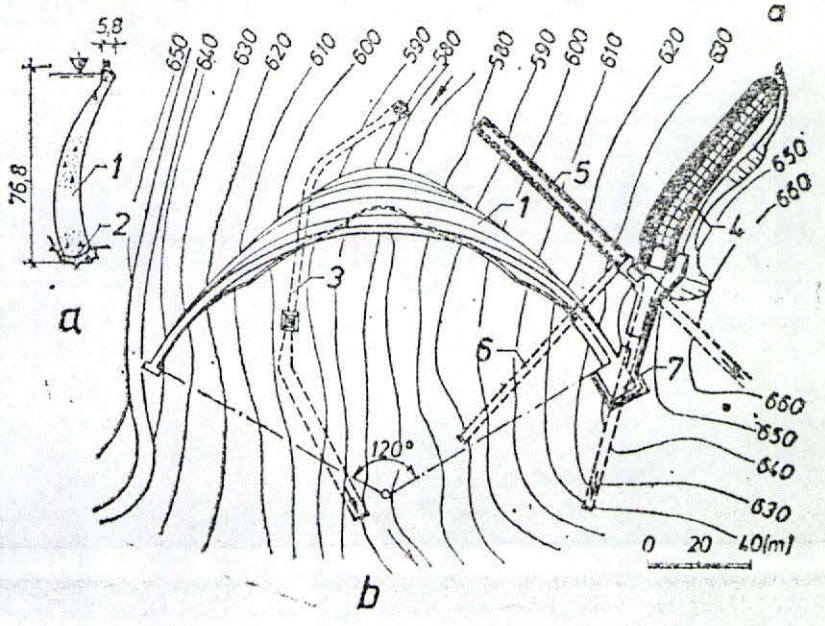


Fig. 4.21 — Barajul Osiglietta (Italia): *a* — vedere în plan; *b* — secțiune centrală; *1* — corp baraj; *2* — rost perimetral; *3* — galerie de deviere amenajată golire de fund; *4* — descărcător de ape mari; *5* — aducțiune; *6* — tunel de acces la casa de vane; *7* — culee.

sînt de tipul cu raze variabile și curburi moderate după verticală. Barajul Vieux Emosson ($H = 51$ m) construit în perioada 1954/55 după proiectul lui *Gicot* este primul baraj cu arce parabolice. Soluția și-a dovedit valabilitatea în văile relativ largi în formă de V, asigurînd condiții avantajoase de incidență a arcelor cu versanții. Ulterior, pe baza acelorași considerente, *Gicot* introduce arcele eliptice la barajul Les Toules ($H = 86$ m) terminat în 1963. În același an este terminat barajul Schiffenen ($H = 57$ m) remarcabil prin raportul neobișnuit de mare între lungimea corzii arcului de coronament (deschiderea văii — L_c) și înălțimea barajului (H), $L_c/H = 5{,}3$ iar terenul lui de fundare este format din gresii slabe.

În Spania și Portugalia s-au dezvoltat baraje cu arce cu trei centre și nașteri îngroșate spre aval. Îngroșarea arcelor la nașteri se justifică printr-o transmitere imbunătățită a încărcărilor către fundație. Numeroase baraje arcuite au fost realizate mai ales în Spania în concepția arcelor cu trei centre, cel mai înalt fiind Almendra cu $H = 202$ m.

În ultima perioadă sint de remarcat tehnicile de consolidare prin injecții a terenurilor de fundare cu calități mai slabe și atenția sporită care se acordă sistemelor de drenaj a terenurilor de fundare a barajelor arcuite.

Programe noi de optimizare a geometriei barajelor arcuite de formă oarecare (formă liberă) s-au dezvoltat pe baza tehnicilor de calcul numeric bazate pe procedeul elementelor finite și folosind avantajele imense oferite de calculatoarele electronice.

În tabelul 4.6 se prezintă unele caracteristici de bază ale celor mai înalte baraje arcuite realizate pînă în 1986 [7].

Barajul Inguri de pe rîul cu același nume din Gruzia (URSS) a fost dat în folosință în anul 1980. Construcția barajului a fost prevăzută în două etape: prima de 174 m înălțime și a doua cu înălțimea maximă de 272 m. Barajul este prevăzut cu rost perimetral și un important sistem de drenaj al terenului de fundare în acord cu cele mai noi concepții în domeniu (fig. 4[122])[1] Studii intense de laborator au fost efectuate la VNIIG-*B.E. Vedeneev* din Leningrad asupra formei optime a arcelor barajului. S-au adopta tarce circulare cu trei centre și cu îngroșări la nașteri. În prezent barajul Inguri

Tabelul 4.6

Denumirea Țara	Anul terminării construcțiilor	Înălțimea maximă H[m]	Lungimea arcului de coronament, L[m]	Volum de beton [$10^6 m^3$]	Volum de apă acumulat [$10^9 m^3$]
1. Inguri (URSS)	1980	272	680	3,450	1,100
2. Vaiont (Italia)	1961	262	190	0,351	0,169
3. Sayano-Shushensk (URSS)	1980	245	1066	9,075	31,300
4. Mauvoisin (Elveția)	1957	237	520	2,030	0,181
5. Chirkeisk (URSS)	1978	233	333	1,358	2,780
6. El Cajon (Honduras)	1985	226	382	1,480	5,650
7. Contra (Elveția)	1965	220	380	0,660	0,105
8. Mratinje (Iugoslavia)	1976	220	268	0,742	0,880
9. Glen Canyon (SUA)	1966	216	475	3,747	33,305
...					
22. Vidraru (România)	1965	166	305	0,480	0,465

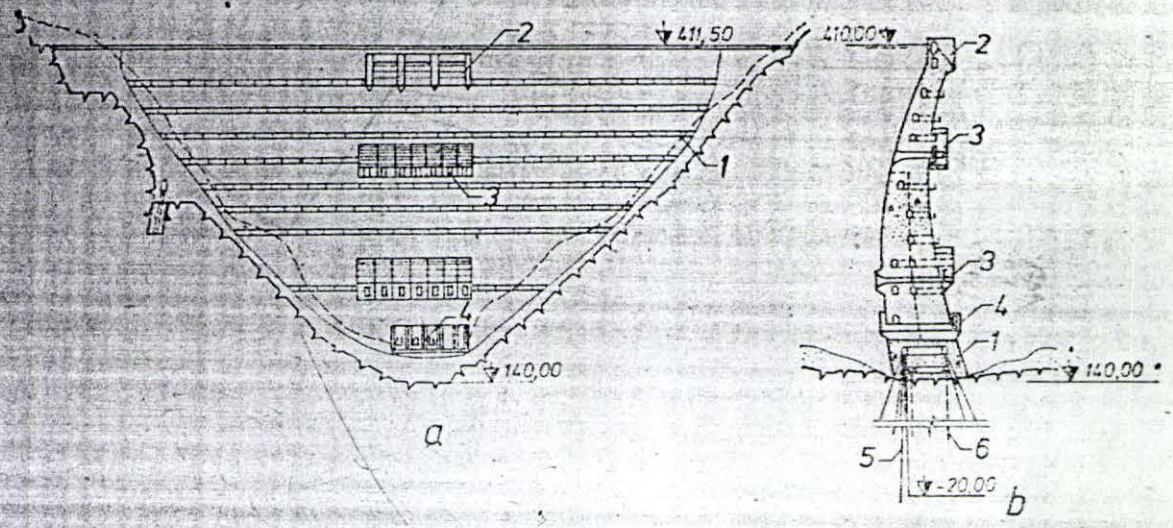


Fig. 4.22 — Barajul Inguri: *a* — vedere din bieful aval; *b* — secțiune centrală; *1* — rost perimetral; *2* — descărcător de suprafață; *3* — goliri de fund și intermediare; *4* — goliri provizorii pe perioada construcției; *5* — voal de etanșare; *6* — sistem de drenaj.

deține recordul de înălțime la categoria barajelor arcuite dar există proiecte de baraje arcuite cu înălțimi de peste 300 m. Unul dintre ele este proiectul barajului Abu-Senein cu $H = 335$ m pe Nilul Albastru în Sudan.

Barajul Vaiont intrat în folosință în 1960 făcea parte din sistemul N-E al amenajării fluviului Piave (Italia). Defileul foarte îngust ($L_c/H = 0{,}62$) și roca din amplasament (calcar dolomitic) de bună calitate au permis înscrierea unui baraj de mare înălțime ($H = 262$ m). Structura foarte zveltă (grosimea la bază = 22,10 m) a fost prevăzută cu rost perimetral și patru rosturi orizontale care au sporit aportul arcelor la preluarea încărcărilor (fig. 4.23). În 1963 o masă de rocă de circa 250 milioane m³ s-a desprins din versantul stîng și a alunecat în lac (volumul lacului 169 milioane m³). Apa dizlocuită din lac a deversat barajul cu o lamă de 70 m peste coronament provocînd mari pagube și circa 2000 de victime omenești în aval. Barajul, ca structură, a suportat excelent solicitările extraordinare la care a fost supus, suferind deteriorări minime numai la balustrada de la malul stîng și totodată demonstrînd practic capacitățile deosebite de rezistență ale barajelor arcuite.

În România cel mai înalt baraj aflat în exploatare în prezent este barajul Vidraru ($H = 167$ m) de pe rîul Argeș. La data construcției (1961/1965) se afla ca înălțime pe locul 4 în Europa și 8—9 în lume, la categoria barajelor arcuite. Roca este formată din gnaise de Cozia, masive. Valea relativ îngustă ($L_c/H = 1{,}48$) și cu versantul drept mai abrupt a condus la trasarea unei structuri ușor asimetrice (fig. 4.24). Barajul are grosimea la bază de 25 m, grosimea la coronament 6 m și lungimea arcului de coronament 317 m. Descărcarea apelor mari se face prin evacuatorii de suprafață (3 cîmpuri de 9 m deschidere fiecare) și două goliri de fund cu diametre de 4,20 m și 5,20 m, amplasate în versantul stîng. În terenul de fundare s-au executat două rînduri de foraje pentru voalul de etanșare cu adîncimea de circa 100 m, iar din galerii s-au executat foraje de drenaj în albie și versanți.

Barajul Drăgan ($H = 120$ m) de pe rîul Drăgan, intrat în exploatare în 1984 se situează ca înălțime pe locul 2 în categoria barajelor arcuite din

România [13]. Roca din amplasament este constituită din șisturi cuarțitice, micacee cloritoase sau sericitoase cu intercalații rare de gnaise amfibolitice avînd moduli de elasticitate de 4000 ... 5000 MPa la malul stîng și 10 000 ... ... 12 000 MPa la malul drept. Valea de formă trapezoidală cu o lățime în albie de 30 m și pante ale versanților de peste 40° (raport $L_c/H = 3{,}6$) a permis înscrierea unui baraj arcuit în condiții optime. Barajul are grosimea la coronament de 6,00 m iar la bază în secțiunea centrală de 28,00 m. Lungimea arcului de coronament măsoară 424 m. Geometria barajului a fost studiată în mod aprofundat și optimizată interactiv cu programe de calcul

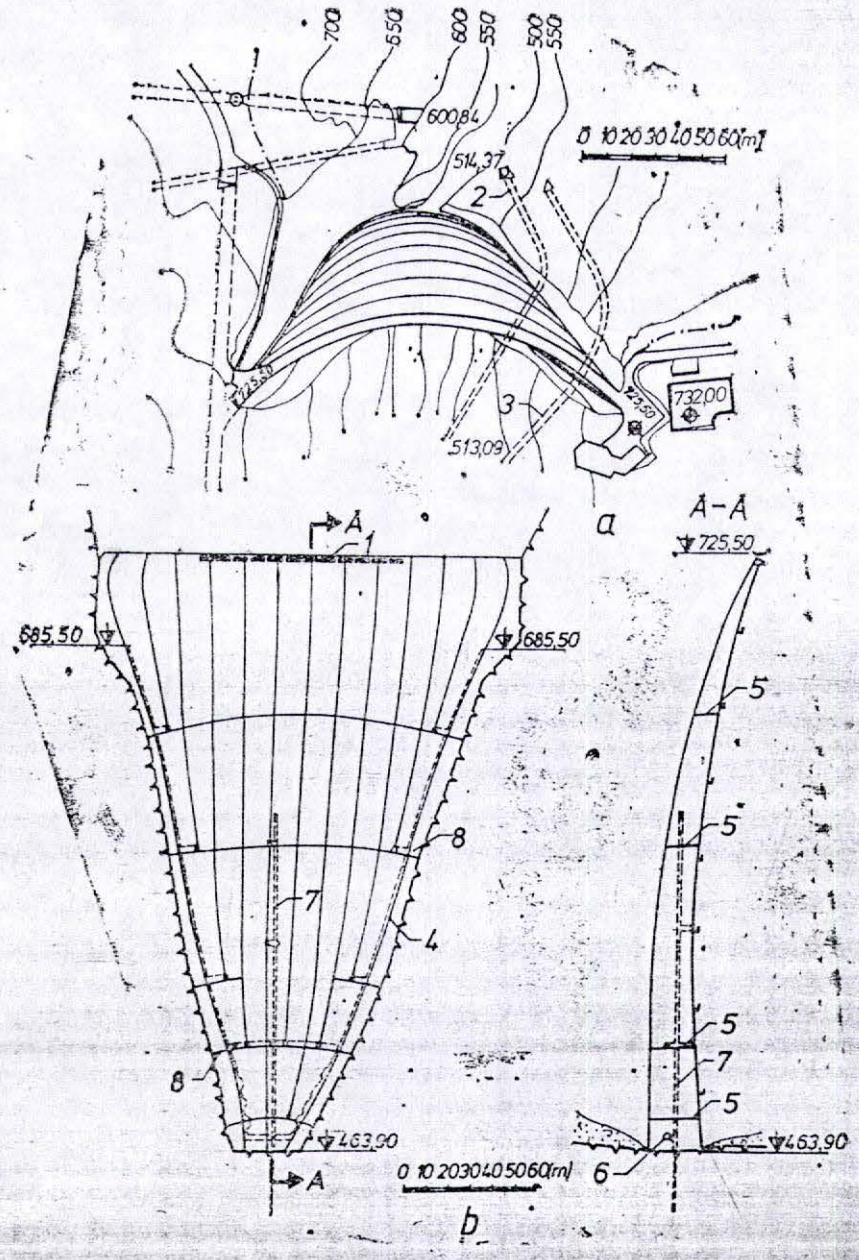


Fig. 4.23 — Barajul Vaiont: *a* — vedere în plan; *b* — secțiune în lung desfășurată și secțiune centrală; *1* — descărcător de suprafață; *2* — golire de fund; *3* — golire de semiadîncime; *4* — rost perimetral; *5* — rosturi orizontale etanșate; *6* — galeria de injecții; *7* — puțul pendul; *8* — galerii și puțuri de vizitare.

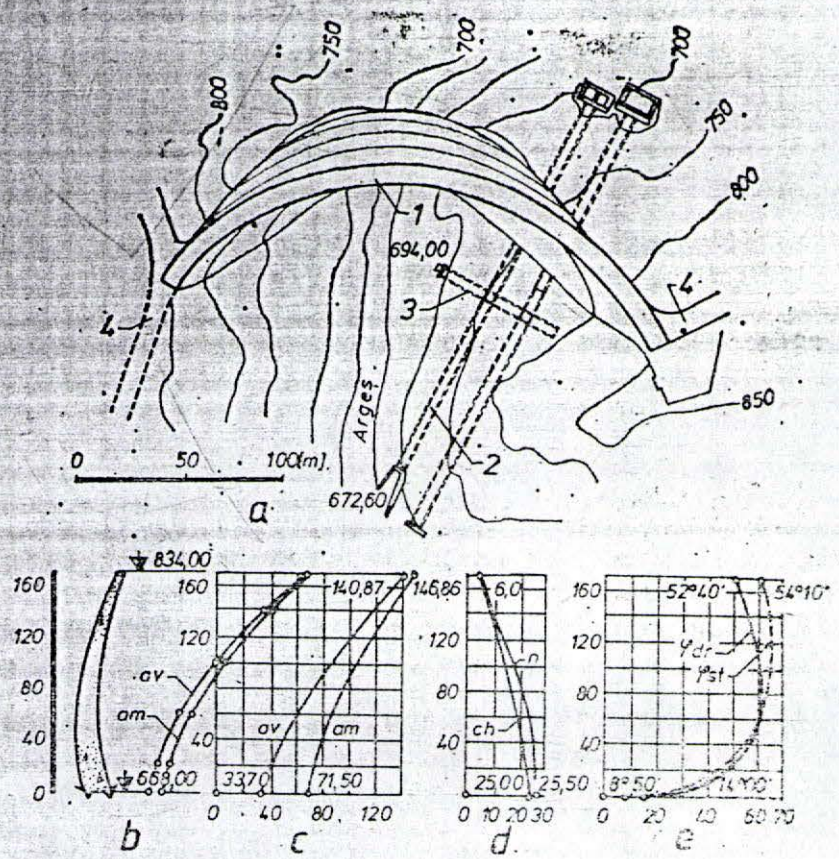


Fig. 4.24 — Barajul Vidraru: *a* — plan de situație; *b* — secțiune centrală; *c* — curba razelor; *d* — curba grosimilor la cheie și naștere; *e* — curba unghiurilor; *1* — descărcător de ape mari; *2* — goliri de fund; *3* — tunel de acces la casa de vane; *4* — drum de acces la coronament și pe conturul lacului.

bazate pe metoda elementelor finite (SAP-IV, ADAP). Pe baza acestor studii structura are o pronunțată curbură în plan vertical, iar îngroșarea la naștere a arcelor s-a realizat prin trasarea paramentului aval cu arce cu trei centre. La prepararea betoanelor pentru baraj s-au utilizat în măsură largă și cu bune rezultate agregate concasate din calcare dolomitice (5 sorturi) cu adaos de nisip natural pentru sortul de nisip 0 ... 3 mm. Corpul barajului a fost realizat din două tipuri de betoane: de parament cu dozaj de 265 kg ciment/ /m³ beton și de interior cu dozaj de 225 kg ciment/m³ beton. Roca de fundare fiind omogenă și foarte puțin permeabilă, voalul de etanșare înclinat cu circa 30° spre amonte a avut în special scopul să realizeze o distribuție favorabilă a presiunilor interstițiale în fundație. În schimb a fost realizat un amplu sistem de drenaj sub structura barajului și pe versanți în aval de baraj. Toate aceste măsuri au avut scopul să asigure condiții de stabilitate favorabile pentru versanții din aval de baraj.

După o statistică din 1984, în România erau în exploatare sau în construcție 20 de baraje arcuite cu $H \geqslant 30$ m dintre care patru cu înălțimi de peste 90 m: Vidraru ($H = 167$ m), Drăgan ($H = 120$ m), Paltinu ($H = 108$ m) și Tarnița ($H = 97{,}5$ m).

4.2. BETONUL CA MATERIAL DE CONSTRUCȚIE PENTRU BARAJE

Particularitățile betoanelor hidrotehnice. Betoanele din corpul barajelor și pentru construcțiile hidrotehnice în general sînt supuse acțiunii apei cu care vin în contact permanent sau temporar. Apa exercită asupra betoanelor o acțiune complexă mecanică, fizico-chimică și biologică. Betoanele hidrotehnice sînt supuse de asemenea variațiilor de temperatură și celorlalți factori climatici (îngheț-dezgheț) caracteristici ai mediului ambiant. Alte particularități rezultă din masivitatea structurii barajelor, care impune restricții severe asupra căldurii degajate de priza și întărirea betonului, mai ales pentru betoanele din interior.

Barajele sînt construcții cu durată lungă de execuție, betoanele turnate intră în exploatare la vîrste mai înaintate. Astfel condițiile tehnice privind calitatea betoanelor (rezistențe mecanice, impermeabilitate) trebuie realizate la 90 sau 180 zile de la turnare și nu la perioade mult mai scurte (7 zile sau 28 zile) ca în cazul altor categorii de construcții [14].

Calitățile necesare ale betoanelor depind de poziționarea lor în corpul barajelor. În figura 4.25 se prezintă o secțiune transversală tipică printr-un baraj de beton cu evidențierea zonelor de calități distincte pentru betoane.

Betoanele din fundație și de la paramente aflate permanent sub nivelul apei trebuie să fie rezistențe la acțiunea agresivă a apei, impermeabile și cu rezistențe mecanice ridicate.

Pentru betoanele din zona paramentelor care se găsesc în zona de variație a nivelului apei pe lîngă calitățile menționate mai înainte se cer calități de rezistență la gelivitate (îngheț-dezgheț). Dacă paramentul aval este amenajat ca profil deversant betoanele respective trebuie să fie rezistente la cavitație și eroziune.

Betoanele din interiorul corpului barajului trebuie să fie în primul rînd cu exotermicitate redusă și cu contracții cît mai mici.

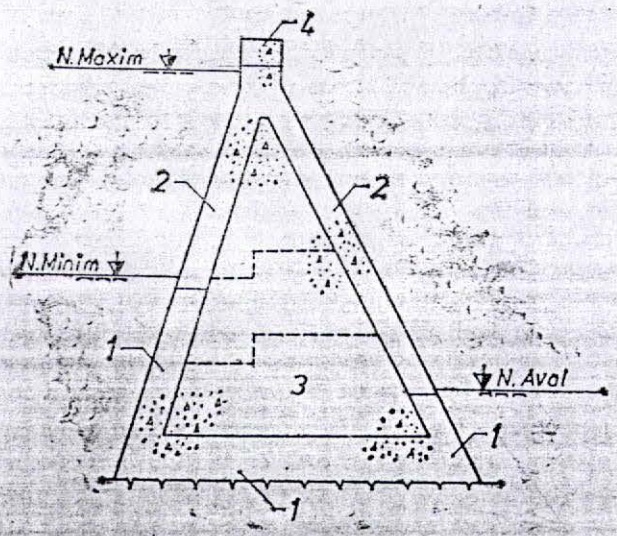


Fig. 4.25 — Secțiune tipică printr-un baraj de beton cu zonarea betoanelor: *1* — zonă de fundație și paramente aflată permanent sub nivelul apei; *2* — zonă de paramente cu nivel variabil al apei; *3* — zonă de interior; *4* — zonă de suprafață peste nivelul apei.

Betoanele din zona coronamentului situate permanent peste nivelul apei sînt cu dozaje reduse de ciment și fără restricții speciale. Ele vor avea însă calități mecanice cît mai apropiate de celelalte tipuri de betoane cu care vin în contact pentru a limita apariția unor eforturi defavorabile de contact.

Condiții tehnice pentru betoanele hidrotehnice. Betoanele pentru baraje trebuie să corespundă din punctul de vedere al rezistențelor mecanice, compactității și impermeabilității, rezistenței la gelivitate și la acțiunea agresivă a apei, degajării reduse de căldură și contracțiilor limitate prin întărire, consistenței și lucrabilității betonului proaspăt etc.

Rezistențele mecanice ale betonului de vîrstă tînără trebuie să corespundă încărcărilor din timpul construcției, iar la o vîrstă de circa un an încărcărilor din exploatare. În România rezistențele mecanice ale betonului hidrotehnic se consideră cele obținute pe probe la vîrsta de 90 zile. După valoarea limită de rezistență la compresiune, în daN/cm², a cuburilor epruvete încercate la 90 zile există opt mărci de betoane hidrotehnice (BH): 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400 și 500. După valoarea limită de rezistență la întindere în daN/cm² a epruvetelor încercate la 90 zile există cinci categorii (TH): 10, 15, 20, 25 și 30.

În S.U.A. se fac determinări asupra rezistenței la forfecare a betonului de baraje, rezistență care este o combinație între frecarea internă, eforturile normale de compresiune și coeziunea betonului. Pe baza încercărilor de rezistență la forfecare pentru diferite valori de eforturi normale de compresiune corespunzînd situației din natnră se obțin curbe de legătură între rezistențele la forfecare și eforturile normale [14].

Realizarea unor betoane impermeabile necesită compactarea corespunzătoare și uniformă a betonului la punerea în operă evitînd defecte structurale (pete de segregare), reducerea la maximum a porozității capilare a pietrei de ciment în beton, evitarea factorilor care pot provoca segregarea amestecului de beton, sau a fisurilor de contracție sau de natură termică. După calitățile de impermeabilitate betonul hidrotehnic se împarte în patru grade: P_2, P_4, P_8, P_{12} funcție de presiunea apei în daN/cm² care nu străpunge epruvetele încercate la vîrsta de 90 de zile.

În tabelul 4.7 se prezintă comparativ dnpă normele din România și U.R.S.S. gradul de impermeabilitate impus betoanelor în funcție de gradientul hidraulic care le solicită.

Rezistența la gelivitate (îngheț-dezgheț) corespunde numărului maxim de cicluri succesive de îngheț-dezgheț pe care le pot suporta epruvetele la vîrsta de 28 zile fără a suferi deteriorări structurale care să conducă la:

— reducerea modulului de elasticitate dinamic cu peste 15% față de valoarea inițială;

Tabelul 4.7

Mărime gradient hidraulic	<5	5...10	10...12	> 12
Grad de impermeabilitate, norme ROMANIA	P_4	P_8	P_{12}	P_{12}
Grad de impermeabilitate, norme U.R.S.S.	P_4	P_6	P_8	P_{12}

— reducerea greutății probei cu peste 5% față de valoarea inițială;

— reducerea rezistenței la compresiune pe cuburi cu peste 25% comparativ cu proba martor.

În România, betoanele se clasifică în trei grade de gelivitate: G 50, G 100 și G 150 (indicele reprezintă numărul de cicluri de îngheț-dezgheț la care trebuie să reziste proba în sensul menționat mai înainte). Gradul de gelivitate impus al betonului se stabilește în funcție de condițiile climatice ale amplasamentului și regimul de exploatare.

Acțiunea agresivă a apei asupra betonului se poate sintetiza în următoarele trei direcții [9]:

— infiltrarea prin beton a apelor dulci (moi) care dizolvă hidrații oxizilor de calciu, $Ca(OH)_2$, și alte substanțe solubile care compun piatra de ciment; produșii dizolvați sînt transportați de apă în exterior, producîndu-se în timp degradarea progresivă a compactității, impermeabilității și rezistenței betonului;

— prezența în mineralele din apă a sărurilor de sulf și magneziu care intră în reacție cu hidrații oxizilor de calciu din piatra de ciment și formează săruri ușor solubile (sulfați, cloriți) precum și hidrați necristalizați ai oxidului de magneziu care sînt ușor spălați din beton; sărurile de sulfați intră în reacție cu hidroaluminatul de calciu din piatra de ciment rezultînd săruri complexe de hidrosulfoaluminați de calciu care leagă mari cantități de apă și conduc la importante măriri ale volumului pietrei de ciment și în final la distrugerea ei;

— prezența acizilor minerali liberi, în primul rînd pe bază de cărbuni dizolvați în apă care intră în reacție cu hidrații oxizilor de calciu din piatra de ciment și formează săruri ușor solubile ale acestor acizi, de ex. $Ca(HCO_3)_2$, $CaSO_4$, $CaCl_2$ și altele care sînt îndepărtate din beton prin spălările de suprafață sau infiltrațiile de apă prin corpul construcției.

Degradarea fizică a betonului prin acțiunea agenților atmosferici amplifică acțiunea de coroziune chimică produsă de apele agresive, mărind ritmul procesului de distrugere a betonului. Aceste efecte negative se reduc prin realizarea unor betoane cu compactități ridicate și uniforme și cu grade superioare de impermeabilitate.

Betoanele folosite în construcțiile masive (cu grosimea 2,5 m) trebuie să satisfacă restricții de exotermicitate și contracție de întărire. Restricția privind degajarea redusă de căldură în timpul întăririi betonului se asigură prin folosirea de cimenturi cu căldură de hidratare redusă și limitarea dozajelor de ciment în beton. În mod obișnuit se folosesc cimenturi cu căldura de hidratare de maximum 50 cal/g după 3 zile de la întărire și 60 cal/g după 7 zile.

După normele sovietice scurtarea liniară a probelor de beton hidrotehnic la vîrsta de 28 zile păstrate în aer la umiditate relativă de 60% și temperatura aerului de 18°C nu trebuie să depășească 0,3 mm/m, iar la vîrsta de 180 zile, 0,7 mm/m. Alungirea liniară (umflare) a probelor păstrate în apă nu trebuie să depășească 0,1 mm/m la vîrsta de 28 zile și 0,3 mm/m la 180 zile în comparație cu modelul uscat echivalent etalon la temperatura de 60°C.

Tot după normele sovietice se pun condiții de deformații minime de întindere la care betonul hidrotehnic să nu fisureze. Astfel epruveta de beton la vîrsta de 180 zile încercată standard nu trebuie să fisureze la o deformație

Tabelul 4.8

Tipul construcției	Tasarea conului [cm]		Lucrabilitate
	Beton cu aditivi	Beton fără aditivi	
Construcții masive de beton și beton slab armat cu conținut de armătură pînă la 0,5%.	0,5...2,0	1,0...3,0	12...20
Construcții de beton armat cu conținut de armătură pînă la 1%	2,0...5,0	3,0...6,0	8...12
Construcții de beton armat cu conținut de armătură peste 1%	5,0...8,0	6,0...10,0	4...8

de întindere de minimum 0,05 mm/m pentru betoanele din zonele interioare ale construcției și de minimum 0,07 mm/m pentru betoanele din zonele exterioare.

Condițiile tehnice privind limitarea exotermiei, a contracției de întărire sau atingerea unor deformații minime de întindere la care să nu apară fisuri în beton sînt importante pentru limitarea riscului de producere a unor fisuri în corpul barajului în timpul construcției sau exploatării.

Consistența și lucrabilitatea betonului proaspăt se stabilesc în funcție de dimensiunile construcției și gradul de armare, de mijlocul de transport și metoda de compactare a betonului. În tabelul 4.8 se dau unele recomandări asupra consistenței și lucrabilității betonului proaspăt aplicate în România [15].

Lucrabilitatea betonului se determină prin vibrarea standard a probei de beton în formă de trunchi de con introdusă într-un tipar de $20 \times 20 \times 20$ cm pînă la nivelarea ei. Timpul de vibrare necesar pînă la nivelarea probei de beton, exprimat în secunde, reprezintă lucrabilitatea betonului [15].

Cunoașterea parametrilor fizico-mecanici ai betonului este importantă în vederea efectuării analizelor din proiectare. Pentru studii preliminare, dacă nu sînt disponibile date rezultate din încercări de laborator, se pot considera următorii parametri pentru betoanele de baraj [14]:

— rezistența limită la compresiune: 190 ... 317 daN/cm^2;
— rezistența la întindere: 4 ... 6% din rezistența la compresiune;
— rezistența la forfecare: coeziunea se consideră 10% din rezistența la compresiune și coeficientul de frecare interioară este egal cu 1,0;
— modulul de elasticitate admis: 190 000 daN/cm^2 (pentru încărcări statice incluzînd efectele curgerii);
— modulul de elasticitate instantaneu: 317 000 daN/cm^2 (pentru încărcări dinamice sau cu acțiune în timp scurtă);
— coeficientul de dilatare termică: $0,5 \cdot 10^{-5}$;
— coeficientul Poisson: 0,20 (după recomandările sovietice 0,15) [9];
— greutatea specifică a betonului: 24 kN/m^3 (după recomandările ICOLD 23 ... 25 kN/m^3 [16]).

Date sintetice asupra componenților betonului. Proprietățile de bază ale betonului, așa cum s-a arătat, depind de caracteristicile cimentului utilizat. Clincherul de ciment conține patru componenți mineralogici de bază: silicat

tricalcic (alit) — C_3S, aluminat tricalcic (celit) — C_3A, silicat bicalcic (belit) — C_2S și feroaluminat tetracalcic (brownmillerit) — C_4AF care condiționează proprietățile pietrei de ciment.

Cimentul obișnuit utilizat pentru baraje este cimentul Portland cu sau fără adaosuri inerte sau active (zgură granulată de furnal, cenușă, tufuri vulcanice). Scăderea exotermiei se realizează prin limitarea conținutului de C_3A și C_4AF din ciment la maximum 5 ... 8% și printr-o finețe de măcinare mai redusă. De asemenea limitarea aluminaților în ciment asigură creșterea rezistenței la ape sulfatice. Pentru betoanele solicitate la îngheț-dezgheț se recomandă cimenturi fără adaosuri sau cu cel mult 15% tras și se interzice folosirea aditivilor antrenatori de aer sau micști.

Aditivii sînt adaosuri introduse în beton (mortar), în cantități de cîteva procente din greutatea cimentului, cu scopul de a mări lucrabilitatea și omogenitatea amestecului reducînd raportul apă-ciment (a/c). Aditivii pot fi: impermeabilizanți, acceleratori de priză, întîrzietori de priză, plastifianți. În categoria aditivilor impermeabilizanți intră aluminatul de sodiu, a aditivilor aceeleratori de priză, clorura de calciu, iar a aditivilor întîrzietori de priză, sărurile acizilor lignosulfonici. Aditivii plastifianți sînt de trei tipuri: dispersanți, antrenatori de aer și micști. Aditivii plastifianți dispersanți micșorează viscozitatea amestecului de beton, mărindu-i lucrabilitatea și omogenitatea. Cei plastifianți antrenatori de aer formează bule de aer în amestec, mărind lucrabilitatea și coeziunea betonului și reducînd raportul a/c. Aditivii plastifianți dispersanți se recomandă în special la betoanele cu dozaje medii și mari, iar cei antrenatori de aer la betoanele cu dozaje reduse. Aditivii plastifianți ameliorează rezistența la îngheț-dezgheț, impermeabilitatea, rezistențele mecanice ale betoanelor. Între aditivii plastifianți dispersanți folosiți în România se citează: L.S.C., S.S.B, Plastiment etc. iar aditiv antrenator de aer Disan.

Apa utilizată pentru prepararea betoanelor trebuie să aibă reacție neutră și să nu conțină componenți care să dăuneze reacției normale de întărire a cimentului în beton (nămol, materii organice, alcalii, săruri sau alte impurități).

Agregatele reprezintă materialul cu volumul cel mai mare din alcătuirea betonului (circa 75% din volum) și cu influențe esențiale asupra proprietăților lui. Agregatele pentru betoanele de baraje se clasifică în: nisipuri (0 ... 7 mm), pietriș (7 ... 15 mm) piatră mică (15 ... 40 mm) și piatră mare (40 ... 120 mm). În figura 4.26 se prezintă curbele granulometrice ale agregatelor utilizate pentru betoanele de la două baraje din România. Se remarcă dimensiunile granulei maxime de 120 mm la barajul Vidraru și 70 mm la

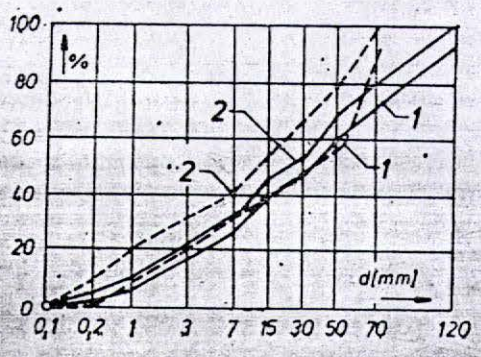


Fig. 4.26 — Curbe granulometrice ale agregatelor utilizate la prepararea betoanelor pentru barajele Vidraru (linie continuă) și Negovanu (linie întreruptă): *1* — limită inferioară; *2* — limită superioară.

Negovanu. În general la barajele de beton se acceptă dimensiuni ale granulei maxime pînă la 150 mm.

Agregatele pot fi extrase și sortate din balastiere naturale situate în albia rîurilor sau pot rezulta din concasarea rocilor. În alte cazuri ele pot fi un amestec de material provenit pe ambele căi menționate mai înainte.

Nisipul trebuie să provină din roci stabile, adică nealterabile la aer, apă și îngheț-dezgheț. Nisipul trebuie să nu conțină componenți care intră în reacție cu cimentul (cu alcaliile din ciment), generînd fenomene dăunătoare calității betonului. Dacă nisipul conține forme de bioxid de siliciu de joasă cristalizare (silicolite) care sînt reactive cu alcaliile din ciment sînt necesare încercări de laborator care stabilesc dacă nisipul poate fi folosit. Se interzice folosirea nisipului din roci feldspatice sau șistoase.

Proprietățile betonului hidrotehnic depind în mare măsnră de compoziția granulometrică, forma și natura mineralogică a granulelor de dimensiuni mici. În general se recomandă separarea nisipului într-un număr sporit de fracțiuni 0,1 ... 1,1 ... 3(4), 3 ... 7 mm) pentru a controla cu precizie sporită dozarea părții fine a agregatelor.

Agregatul grosier (pietriș, piatră mică, piatră mare, piatră concasată) trebuie să provină din roci dure nealterabile. Rocile care produc la prelucrare și transport prea mult praf sau fisurează vor fi evitate. Agregatele provenite din roci eruptive poroase pot fi admise numai pe baza unor verificări de laborator.

Pentru a asigura o compoziție constantă a betonului se recomandă împărțirea agregatului grosier în minimum 3 sorturi cînd granula maximă admisă este de 70 mm și minimum 4 sorturi pentru granule maxime de 120 mm.

Prepararea, transportul, punerea în operă și protecția betoanelor de baraje. Problemele enunțate la acest punct sînt descrise pe larg în manualele de specialitate [17]. Aici se vor prezenta numai unele date generale.

Prepararea betoanelor de baraje se face în fabrici de beton care asigură automatizarea procesului de preparare a betonului și un control permanent al preparării.

Rețeta betoanelor se determină pe bază de studii de laborator și se verifică permanent de către laboratoarele de șantier. Agregatele și cimentul se dozează în mod obligatoriu gravimetric.

Raportul *a/c* are efecte foarte importante asupra caracteristicilor betonului. Laboratorul de șantier va urmări permanent variația de umiditate a agregatelor pentru a corecta cantitatea de apă utilizată la prepararea betonului astfel încît să păstreze raportul *a/c* prescris. Raportul *a/c* are valori de 0,40 ... 0,60 pentru betoanele exterioare și poate ajunge pînă la 0,70 pentru betoanele interioare.

Sistemul de transport al betonului proaspăt la locul de punere în operă trebuie să asigure: productivitatea necesară pentru realizarea ritmurilor de lucru prevăzute, înscrierea în timp pentru punerea în operă a betonului înainte de începerea prizei, evitarea segregării și a pierderilor pe traseu. Transportul betonului se face în mod obișnuit cu bene avînd volumul util egal cu un multiplu al volumului unei șarje preparate, benzi transportoare, autovehicule pe pneuri, vagonete.

Punerea în operă a betonului cuprinde două etape principale: pregătirea suprafeței de turnare și turnarea betonului. Asupra pregătirii suprafețelor

de stîncă pentru betoane s-au prezentat date în capitolul 2. Pregătirea pentru betonare a unei suprafețe de beton se începe prin tratarea ei cu jet de aer comprimat + apă la 4 at la 4 ... 8 ore de la terminarea betonării stratului suport respectiv. Prin tratare se îndepărtează laptele de ciment și părțile slabe de mortar de suprafață și se formează o suprafață rugoasă cu părți proeminente ale agregatelor mari. Dacă tratarea după sistemul descris mai înainte a fost ratată, atunci îndepărtarea laptelui de ciment și a mortarului de suprafață se va face prin sablare cu nisip sau buciardare și frecare cu perii de sîrmă. După tratare, suprafețele respective se vor întreține prin spălări periodice cel puțin o dată la 8 ore.

Pauzele tehnologice între betonarea a două lamele sînt de 3—5 zile pentru suprafețe orizontale și de 4—8 zile pentru suprafețe laterale adiacente. Suprafețele orizontale de beton se pregătesc pentru betonare, după ce în prealabil au fost tratate, prin spălare cu jet de apă + aer comprimat pînă la obținerea unor suprafețe curate; suprafețele laterale (verticale, înclinate) se pregătesc prin frecare cu perii de sîrmă și spălare cu jet de apă + aer comprimat. Betonarea începe prin întinderea pe suprafața suport a unui strat de mortar de 1 ... 3 cm grosime și cu aceeași compoziție ca mortarul din betonul ce urmează a fi pus în operă.

Turnarea betonului se realizează în straturi orizontale cu grosimea de 30 ... 65 cm în funcție de performanțele vibratoarelor. Terminarea betonării unui strat trebuie să se înscrie într-un interval de 2 ... 4 ore, înainte ca betonul din stratul suport să fi început priza. Operația de vibrare cuprinde două etape: de împrăștiere în care vibratoarele se manipulează rapid pentru împrăștierea grămezilor de beton într-un strat de grosime aproximativ uniformă și de vibrare propriu-zisă, în care vibratoarele se introduc aproximativ vertical în strat și se mențin pe o poziție 20 ... 60 s pînă la apariția laptelui de ciment la suprafață. Punctele de vibrare situate cît mai uniform la distanțe de 50 ... 60 cm pe suprafața lamelei se stabilesc prin schema de vibrare. O atenție deosebită se va acorda punctelor din vecinătatea paramentelor sau a suprafețelor care rămîn la zi, puncte în care se recomandă vibrări suplimentare și revibrare (vibrare în momentul începerii prizei betonului).

Betonul pus în operă se protejează contra pierderii apei prin evaporare, care ar genera fisuri de suprafață în beton. Protecția se face prin stropirea permanentă cu apă a suprafețelor expuse la zi ale betonului pînă la vîrsta de 14 ... 28 zile și acoperirea lor cu prelate sau rogojini. Pe timp friguros se vor lua măsuri pentru protecția termică a betoanelor (se consideră timp friguros cînd temperatura aerului este sub +5°C).

Temperatura betonului pus în operă trebuie să se încadreze în intervalul +6°C ... +18°C. În acest scop pe timp călduros se vor lua măsuri de răcire a agregatelor, apei, cimentului. Pe timp friguros se vor lua măsuri de încălzire a agregatelor și apei. În cazuri justificate prin calcule termice, betoanele puse în operă sînt răcite artificial utilizînd rețele de serpentine de răcire montate în lamelele barajului, prin care circulă apa de răcire.

Exemplificări privind realizarea betoanelor la două mari baraje. Unele date privind realizarea betoanelor la două mari baraje: Itaipu ($H = 190$ m, Brazilia-Paraguay) și Drăgan ($H = 120$ m, România) sînt prezentate în continuare [10, 13, 18].

În figura 4.27 se prezintă zonarea betoanelor în corpul celor două baraje.

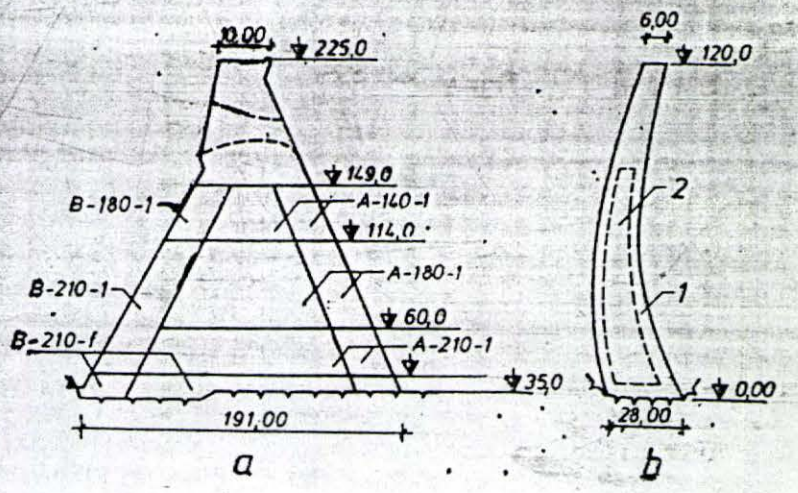


Fig. 4.27 — Zonarea betoanelor în corpul barajelor; *a* — Itaipu; *b* — Drăgan; *A*-180-f, B-210-f — codificări pentru tipurile de betoane de la barajul Itaipu (vezi textul); *1* — beton de parament; *2* — beton de interior.

În corpul barajului evidat Itaipu s-au folosit betoane cu rezistențe minime la compresiune la vîrsta de 365 zile de 210, 180 și 140 daN/cm² și cu dimensiunea maximă a agregatelor de 152 mm (indice *A* în fig. 4.27, *a*) sau 76 mm (indice *B* în fig. 4.27, *a*).

Cantitatea predominantă de beton în baraj a fost A-180-f care înseamnă rezistență minimă la compresiune de 180 daN/cm² la vîrsta de 365 zile și utilizarea de agregate cu dimensiunea maximă de 152 mm. În zona capului amonte al contrafoților în vederea obținerii unor betoane cu permeabilități scăzute și rezistențe la întindere mai mari dimensiunea maximă a agregatelor a fost limitată la 76 mm iar dozajele de ciment au fost mărite.

Compoziția pentru 1 m³ de amestec de beton A-180-f a fost următoarea:

agregate 152—76 mm	643 kg
agregate 76—38 mm	465 kg
agregate 38—19 mm	729 kg
nisip	559 kg
ciment	113 kg
cenușă zburătoare	13 kg
raport apă/ciment	0,61
aer antrenat	7,5 %
tasare con	3,5 cm

Lățimea ploturilor la baraj a fost de 34 m. În vederea reducerii riscului de fisurare a masei de beton, temperatura betonului la punerea în operă a fost limitată la 7°C, o parte importantă din dozajul de ciment a fost înlocuit cu cenușă zburătoare (inițial 30% și în final 12% din cauza dificultăților de obținere a cenușei) și grosimea lamelelor situate lîngă fundație a fost limitată la 50 și 75 cm. În condiții normale grosimea lamelelor a fost de 2,5 m.

Evoluția tipică a temperaturilor în capul contrafoților și contrafoți este ilustrată în figura 4.28. Se poate observa că după șase luni de la turnare, media temperaturii betonului din contrafoți a fost mai redusă decît a mediului ambiant, în timp ce răcirea capului masiv al contrafortului a avut un ritm mai lent. Evoluția diferită a temperaturilor dintre cele două zone a condus la deschiderea rostului de contracție care le separa și a cauzat unele

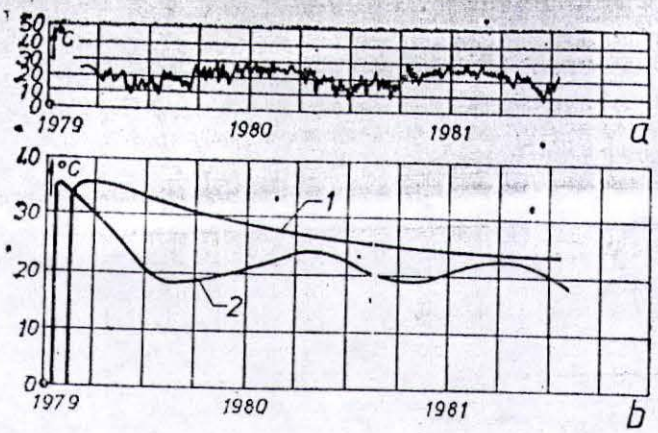


Fig. 4.28 — Evoluția tipică a temperaturilor în betoanele din corpul barajului Itaipu: *a* — în mediul ambiant; *b* — în corpul barajului; *1* — în corpul contraforților; *2* — în pereții contraforților.

deformații termice. Unele fisuri au fost identificate în capul contrafortului cu ocazia testelor de presiune la rețeaua de drenaj. Cauzele acestor fisuri au fost însă atribuite deformațiilor inegale ale fundației și nu diferențelor de temperatură menționate mai înainte. Fisurile au fost închise prin injecții cu rășini epoxy.

Barajul Drăgan este primul baraj arcuit din România la care s-a aplicat zonarea betoanelor în corpul barajului, soluție care a condus la economii de circa 6 000 t ciment. Au fost utilizate două tipuri de beton (fig. 4.27, *b*):

— beton de parament cu un dozaj de 265 kg ciment/m³ dispus pe o grosime de 4,0 m de la suprafețele exterioare și pe primele 4—6 lamele de fundație;

— beton de interior, cu un dozaj de 225 kg ciment/m³, dispus în zonele interioare unde barajul are grosimea de minimum 12 m.

Agregatele pentru betoane s-au obținut prin concasare din calcare dolomitice (5 sorturi) cu adaos de nisip natural pentru sortul 0 ... 3 mm. Dimensiunea granulei maxime s-a limitat la 70 mm. Cimentul a fost de tip alitic (H 35) cu căldură de hidratare redusă și cu conținut redus de alcalii ($<1\%$).

În prima parte a execuției lucrărilor au apărut mai multe fisuri de suprafață pe direcții orizontale (pe rosturile de lucru dintre lamele) și verticale (paralele cu paramentele în suprafața mediană a barajului). Ele au fost observate toamna la scăderea temperaturilor exterioare. Fisurile orizontale aveau deschideri de 0,1 ... 0,3 mm și adîncimi pînă la 1,2 m, iar cele verticale deschideri de 1,0 ... 1,5 mm și extinderi de-a lungul a 1 ... 5 lamele. Fisurile orizontale au apărut cu prioritate pe rosturile cu întreruperi mari în betoane. Producerea lor s-a explicat prin acțiunea simultană a variațiilor de temperatură și a modulilor de elasticitate cu vîrsta betonului. Fenomenul a fost înlăturat prin încălzirea cu abur pînă la 15°C a betonului lamelei suport după pauze tehnologice mari (întreruperile din timpul iernii). Fisurile verticale au avut drept cauze posibile contracțiile de întărire relativ mari ale betoanelor cu nisip de concasaj, gradienții mari de temperatură în betoane, dimensiunile relativ mari ale lamelelor de la partea inferioară a barajului (lungimea lamelei normală pe suprafața fisurii 28 m). Măsuri ca stropirea continuă cu apă a betoanelor de parament pînă la vîrste mari (120 zile), micșorarea dimensiunilor în plan ale lamelelor și reducerea vite

zei de răcire a betoanelor la suprafață prin cofraje termoizolante și protecții cu prelate au condus la reducerea considerabilă a frecvenței de apariție a fisurilor verticale.

Incidente produse prin umflarea betoanelor. Analiza cauzelor care au condus la producerea unor deplasări anormale și fisurarea betoanelor unor baraje din SUA, Canada și Franța a arătat că ele sînt o consecință a umflării betoanelor. Fenomenul este lent, progresiv și ireversibil [19].

Barajul American Falls pe rîul Snake din statul Idaho (SUA) a intrat în exploatare în 1927 [20]. Barajul a fost o combinație de structură de beton (baraj de greutate) cu $H_{max} = 25$ m și baraj de pămînt. Doi ani după intrarea în exploatare au fost observate mai multe fisuri în zona de beton a barajului. Mai tîrziu s-a stabilit că aceste fisuri s-au produs datorită reacției dintre alcaliile din ciment și agregate. Din cauza deteriorărilor progresive ale barajului în 1972 s-au introdus restricții asupra nivelului admis în lac (scăderea cu 3,44 m sub nivelul de retenție normală). Din cauza nevoilor crescînde de apă în zonă și deteriorării excesive a barajului vechi, între 1976—78 în amplasament s-a construit un nou baraj de aproximativ aceeași înălțime cu cel vechi. O parte importantă din vechiul baraj a fost încorporată într-un baraj de piatră cu etanșare de pămînt plasată la paramentul aval al barajului original (fig. 4.29).

Betoanele de la amenajarea hidrcelectrică de tip fluvial Beauharnois de lîngă Montreal (Canada) au fost realizate cu agregate provenind din concasajul gresiilor de Potsdam excavate în timpul construcției [21]. Construcția a fost realizată în trei etape între anii 1930 ... 1950, dar în toate betoanele s-au utilizat agregate provenind din gresiile de Potsdam. Studii ulterioare au arătat că între alcaliile din ciment și anumiți componenți mineralogici din gresiile de Potsdam se produc reacții (alcalii-silice) cu fenomene de expansiune, exfoliere, fisurare și dezintegrare a betoanelor. Rata anuală de înălțare a construcției din cauza umflării betoanelor a variat cu vîrsta betonului situîndu-se între 0,5 ... 1,5 mm/an. Evoluția fenomenului a impus în timp unele intervenții pentru limitarea efectelor negative (injecții pentru reducerea infiltrațiilor, umplerea cu asfalt a unui rost de construcție, precomprimarea cu cabluri a unor zone fisurate și injectarea fisurilor etc.). Începînd cu anul 1973 s-au aplicat soluții de tăiere a unor rosturi în beton care să permită o libertate mai mare de mișcare a structurii prin umflarea betoanelor.

În Franța au fost puse în evidență fenomene de umflare a betoanelor la cinci baraje. O sinteză a datelor legate de umflarea betoanelor la cele cinci baraje se prezintă în tabelul 4.9 [19].

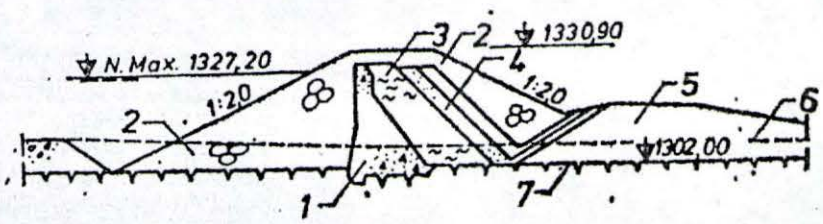


Fig. 4.29 — Incorporarea unei părți din barajul American Falls într-o construcție nouă: *1* — barajul original; *2* — prisme de anrocamente; *3* — nucleu impermeabil; *4* — straturi filtrante; *5* — umplutură pentru autostradă; *6* — linia terenului; *7* — linia rocii de fundare.

Tabelul 4.9

Parametrul \ Denumirea barajului	Charbon	Castelnau	Bimont	Maury	Temple
Tipul barajului	greutate	greutate	arcuit	arcuit	stăvilar
Anul punerii sub sarcină	1935	1950	1952	1947	1951
Înălțimea maximă [m]	137	60	87,50	72	23,70
Lungimea coronamentului [m]	294	182	180	185	373
Natura fundației	gneise cristaline, calcare dolomitice	gneise, micașisturi	calcare	granite cu granule mari	marne, molasă
Tip de ciment	CPA Vicat de VIP	CPA de Lexos	CPA de Valdonne	CPA	CPB de Lafarge
Dozaj ciment [kg/m³]	150...250	250...300	275...300	250...300	250...300
Natura agregatelor	gneise	gneise și micașisturi	calcare	granite	cuarț, bazalt, gneis, calcare
Deformații ireversibile observate					
Înălțimea plotului de interes [m]	55	35	41	20	20
Ridicarea coronam. [mm/an]	3,5	2	1,2	2,0	1,0
Deplasări orizontale [mm/an]	3	0,7	0,8	0.2	0,8

Barajul Chambon este rectiliniu pe 2/3 din lungimea sa și se înscrie în versantul stîng cu o mare curbă care cuprinde descărcătorul de suprafață (fig. 4.30). Primele deformații anormale ireversibile au fost constatate în 19 50. Aparatele de măsură de mare precizie cu care a fost echipat barajul de-a lungul timpului au pus în evidență următoarele deplasări ireversibile mai semnificative:

— ridicarea coronamentului barajului cu rata de 2,6 ... 4,0 mm/an;

— deplasarea părții de la malul drept către aval cu 0,6 ... 0,7 mm/an și spre malul drept cu 0,3 mm/an;

— deplasarea părții de la malul stîng prin basculare spre amonte cu 3,3 mm/an la coronament și spre malul stîng cu 1 mm/an.

Acumularea în timp a acestor deformații a produs o stare de eforturi specifică. Măsurători efectuate în 1981/1982 au pus în evidență existența unor eforturi de compresiune relativ ridicate (50...80 daN/cm²), îndeosebi la partea superioară a barajului. Nici o perturbare notabilă a terenului de fundare nu a fost reținută. Sub efectul umflării betonului în timp au apărut izvoare pe contactul beton-rocă mai ales în zona curbă de la malul stîng. Studiile au arătat că stabilitatea barajului nu este pusă în pericol prin starea lui actuală de fisurare. Fenomenul de umflare însă persistă fără a da semne de diminuare.

Studii cuprinzătoare asupra agregatelor, cimenturilor, betoanelor, apelor de infiltrație au fost efectuate pentru a determina cauzele umflării betoanelor atît la barajul Chambon cît și la celelalte baraje menționate în tabelul 4.9.

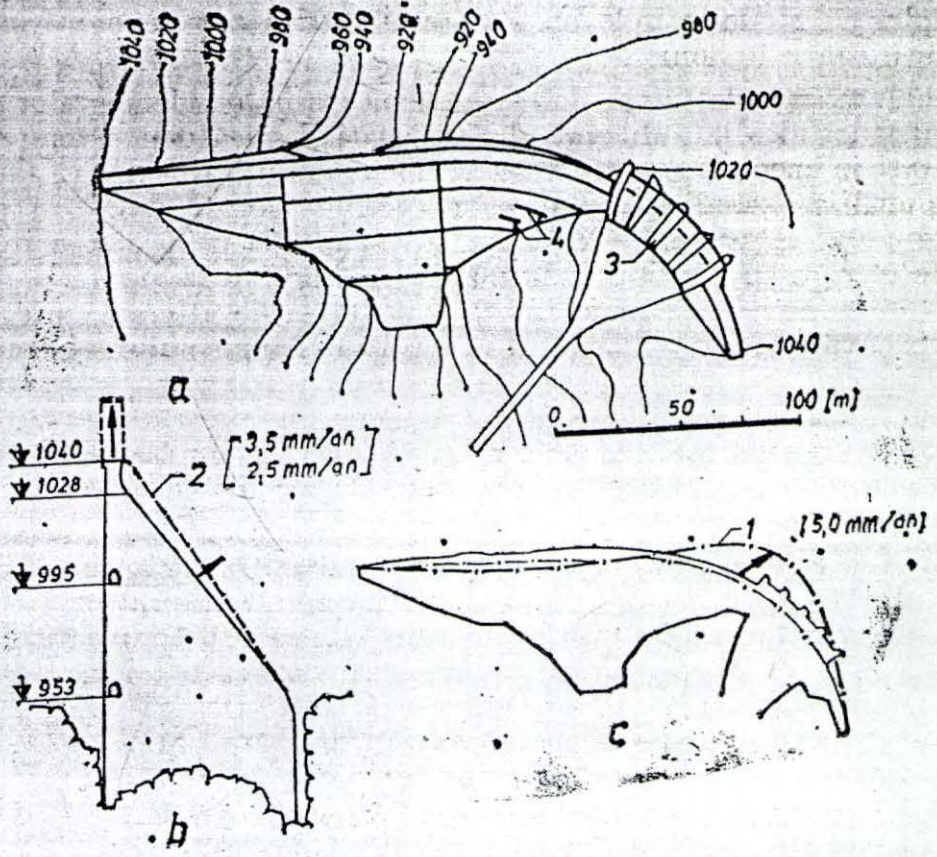


Fig. 4.30 — Schema deplasărilor produse prin umflarea betonului la barajul Chambom: *a* — vedere în plan; *b* — deplasări în secțiune transversală; *c* — deplasări de coronament; *1* — linia deplasărilor coronamentului; *2* — linia deplasărilor în secțiune transversală, *3* — fisuri deschise în aval de deversor; *4* — fisuri pe paramentul aval.

Analizele au stabilit că deși apa din lacuri era practic neutră (*p*H cuprins între 7,4 și 8,2), *p*H-ul apei infiltrate în betoane a fost deosebit de ridicat (12,1 la Chambon și 12,5 la Castelnau).

Analizele cimentului nu au relevat nici o anomalie particulară; procentul de alcalii a fost practic neglijabil pentru Temple și Bimont și de 0,6 ... 0,8% pentru Chambon.

Studii în difractometrie au evidențiat prezența unor elemente argiloase de alterare (kaolin, clorit, hidrobiotit) în compoziția rocilor de carieră ca și în granulația betoanelor de la barajele Chambon și Castelnau, elemente care demonstrează o transformare a rocii originale.

După cum s-a arătat mai înainte fenomenele de umflare a betoanelor la unele baraje din SUA și Canada au fost provocate prin acțiunea alcaliilor din ciment asupra unor anumite roci silicioase sau silicați. Conținutul în alcalii al cimentului depinde de conținutul de oxizi de natriu și potasiu, echivalați prin expresia $Na_2O + 0{,}65\ K_2O$. Cînd conținutul de alcalii în ciment depășește 0,6%, cimentul este „puternic alcalin" și poate reacționa cu anumite forme de silice prezente în unele agregate. Agregatele suspectate că ar putea genera reacții cu alcaliile din ciment includ opal, calcedonie, tridinită, cristobalită, zeolite, riolite sticloase, dacite, andezite și anumite

filite. Calcarele și dolomitele nu sînt reactive dar pot deveni atunci cînd conțin opal sau calcedonie.

În Franța cauzele nu se datorează cimentului ci elementelor alcaline ale granulaților alcalini, eliberați din feldspați și mică deja alterați natural sau alterați în mediul pronunțat bazic al betonului. Rezultă că la barajele franceze analizate, umflarea betoanelor a fost provocată de o reacție de tip alcalii-granulat. Procesul de alterare se manifestă prin dizolvarea silicei granulatului care precipită sub forma de gel umflat la periferia acestuia. Reacția de umflare este larg facilitată prin starea de alterare prealabilă a rocilor constitutive, dar parametrul activant al fenomenului este circulația apei în beton.

Epruvetele extrase de la barajul Chambon au încetat să se umfle cînd ele au fost uscate; procesul a fost reactivat după reumidificare și după o perioadă de 6 luni ritmul de umflare a ajuns identic cu cel măsurat înaintea uscării epruvetelor.

Soluția proiectată pentru combaterea umflării betoanelor la barajul Chambon se bazează pe punerea la uscat a corpului barajului (fig. 4.31). Pe paramentul amonte al barajului se prevede o mască de etanșare din bolți de beton armat drenate și vizitabile. Deoarece uscarea betoanelor în corpul barajului se preconizează a fi foarte lentă (10 ... 20 de ani) masca de etanșare a fost proiectată să poată prelua deplasările barajului pînă la stingerea umflărilor precum și cele produse de grupările de încărcări din exploatare.

Mai recent reacții alcalii-silice au fost constatate la betoane hidrotehnice turnate în zona Africii de Est [22]. La descărcătorul din beton de la barajul Kamburu ($H = 56$ m) de piatră cu ecran din beton bituminos din Kenya s-au constatat deformații progresive care au provocat numeroase fisuri și au periclitat funcționarea stavilelor de închidere a cîmpurilor deversoare. Ratele deplasărilor anuale dintre una din cele patru pile ale descărcătorului și malul stîng, identificate în 1982 la opt ani după terminarea construcției și măsurate cu atenție timp de mai mulți ani au fost de 1,5 mm pe orizontală și 1,3 mm pe verticală. Agregatele pentru betoane au fost obținute din concasarea stîncii rezultate de la lucrările de excavații la descărcător. Analiza lor a pus în evidență urme de opal, ceea ce le face potențial periculoase pentru reacții alcalii-silice.

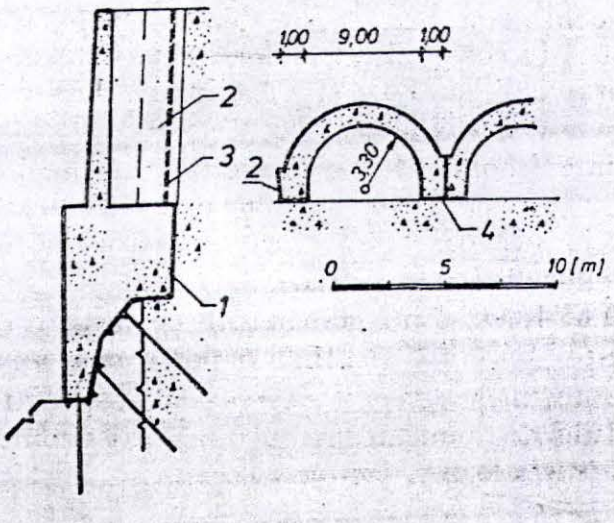


Fig. 4.31 — Schema măștii de etanșare pentru punerea la uscat a corpului barajului Chambon: *1* — parament amonte existent; *2* — rost etanș; *3* — drenuri; *4* — rost glisant.

Măsurile de limitare a deteriorării betoanelor reactive s-au bazat pe separarea lor de contactul cu apa. Voalul de etanșare existent a fost consolidat prin injecții cu ciment avînd nivel redus de alcalii și rășini de resorcinol-formaldehidă. Astfel permeabilitatea generală a versantului a fost redusă de 16 ori.

Fața amonte a descărcătorului a fost impermeabilizată cu un strat de emulsie bituminoasă. Suplimentar o rețea de drenuri forate în versant asigură colectarea apelor infiltrate atît din lac cît și din precipitații.

4.3. REGIMUL TERMIC AL BETOANELOR ÎN BARAJE

Aspecte generale. Masa de beton pusă în operă suportă efectele fenomenului exotermic al hidratării cimentului și ale variațiilor de temperatură din mediul ambiant. Totodată întărirea betonului este însoțită de o anumită contracție a masei de beton. Atunci cînd schimbările volumetrice guvernate de fenomenele menționate mai înainte sînt împiedicate, în masa de beton se produc eforturi termice sau de contracție.

Fisurarea betonului se produce atunci cînd eforturile de întindere apărute depășesc rezistența la întindere a betonului. Cele mai importante schimbări volumetrice în masa de beton apar datorită schimbărilor de temperatură. Deformația limită de întindere la care betonul nu fisurează este de 0,8... ... $1{,}2 \cdot 10^{-4}$. Betonul este însă un material reologic cu curgere lentă și se acomodează cu deformații mai mari dar care se dezvoltă lent.

Efectele schimbărilor de temperatură asupra unui baraj de beton sînt dependente de proprietățile termice ale betonului. Ele sînt următoarele: coeficientul de dilatare termică (α), coeficientul de conductibilitate termică (k) și căldura specifică (c).

Coeficientul de dilatare termică (α) este schimbarea de lungime pe unitatea de lungime pentru o schimbare de temperatură de un grad ($\alpha = 0{,}5$ ... ... $1{,}0 \cdot 10^{-5}$). Coeficientul de conductibilitate termică (k) este raportul căldurii transmise într-o unitate de timp printr-o grosime egală cu unitatea pe o suprafață egală cu unitatea supusă la o diferență de temperatură egală cu unitatea între fețe ($k = 1{,}7$ ... 2,0 kcal/m.h.°C).

Căldura specifică este cantitatea de căldură necesară pentru a crește cu un grad temperatura unei mase egale cu unitatea ($c = 0{,}22$ ... 0,24 kcal/ /kg, °C). Coeficientul de difuzibilitate a betonului (a) este un coeficient global în funcție de căldura specifică, coeficientul de conductibilitate termică și densitatea betonului ($\rho_b = 2300$ ... 2500 kg/m³)

$$a = \frac{k}{c\,\rho_b} \tag{4.1}$$

Betoanele hidrotehnice au coeficientul de difuzibilitate egal cu 0,0025 ... ... 0,0045 m²/h.

În figura 4.32 se prezintă curba tipică a variației temperaturilor într-un punct din corpul unui baraj de beton răcit artificial. Degajarea de căldură

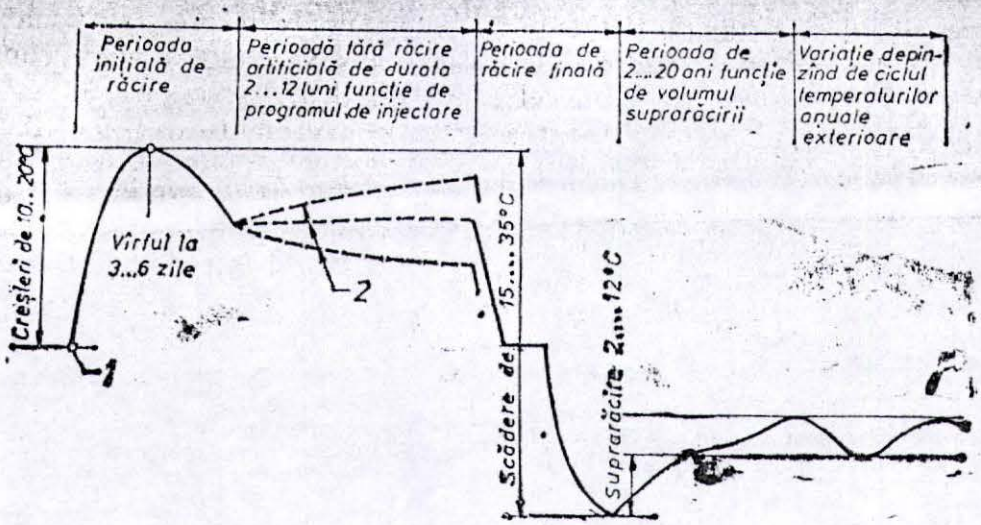


Fig. 4.32 — Istoria temperaturilor într-un punct din r-un baraj de beton răcit artificial: *1* — temperatura inițială de punere în operă a betonului (5°...18°C); *2* — curbe de variație depinzînd de suprafețele la zi, grosimea secțiunii, difuzibilitatea betonului, dozajul de ciment.

produsă prin hidratarea cimentului produce o creștere rapidă de temperatură după punerea în operă a betonului. Vîrful termic este de obicei atins la 2 ... 6 zile la betoanele răcite artificial și la 7 ... 20 zile în structuri masive de beton care nu sînt răcite artificial. Ritmul zilnic de scădere a temperaturii după atingerea vîrfului este limitat la 0,5°C ... 1°C pentru betoanele răcite artificial. Asigurarea unor ritmuri lente de scădere a temperaturii este importantă pentru limitarea riscului de fisurare a betonului.

Perioada de răcire artificială inițială a betonului poate dura 10 ... ... 16 zile. A doua perioadă de răcire artificială este legată de răcirea finală pentru injectarea rosturilor de contracție. Ea depinde de stadiul de execuție a construcției, metoda de răcire, temperaturile exterioare din aer sau apă (dacă s-a trecut la umplerea parțială a lacului).

În paragraful 4.2 s-au prezentat și alte măsuri cu scopul reducerii gradienților termici în timp și în masa betonului. Alte măsuri se referă la dimensiunile blocurilor și a lamelelor de betonare, diferențele de înălțime între blocuri, pauzele tehnologice între betonarea lamelelor, limitările sezonale în punerea în operă a betonului. Ele trebuie stabilite prin analize tehnico-economice.

Determinarea cîmpului termic într-un masiv de beton. Determinarea cîmpului termic într-un masiv de beton necesită rezolvarea ecuației termoconductibilității în care se consideră cantitatea de căldură eliberată prin hidratarea cimentului:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = a \nabla^2 \theta + \frac{1}{c \rho_b} \frac{\partial q}{\partial t} \qquad (4.2)$$

unde: θ este temperatura în masivul de beton; a — coeficientul de difuzibilitate a betonului; c — căldura specifică a betonului; ρ_b — densitatea beto-

nului; q — cantitatea de căldură degajată la momentul de timp considerat pe o unitate de volum de beton; ∇^2 — operatorul Laplace.

Dacă ecuația (4.2) se analizează într-un cîmp în care au trecut 30—40 zile de la turnarea betonului, atunci q poate fi neglijat și ecuația (4.2) devine o ecuație de tip Fourier:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = a\nabla^2\theta \tag{4.3}$$

Rezolvarea ecuațiilor (4.2) sau (4.3) necesită cunoașterea condițiilor inițiale și de graniță. Temperaturile inițiale se consideră egale cu temperatura betonului proaspăt în momentul turnării (ecuația 4.2) sau cu temperaturile reale ale masei de beton la momentul $t = 0$ (ecuația 4.3). Condițiile de graniță pot fi în mod general de următoarele patru tipuri:

— pe conturul corpului se descriu temperaturile care sînt cunoscute în orice moment de timp;

— pe conturul corpului se descriu intrările/ieșirile debitelor de căldură;

— pe conturul corpului se aplică legea schimburilor de căldură sub forma:

$$-k\frac{\partial \theta}{\partial n} = \alpha_t (t_s - t_m) \tag{4.4}$$

unde n este direcția normalei la suprafață; k — coeficientul de conductibilitate termică; α_t — coeficientul de transfer de căldură; t_s — temperatura suprafeței; t_m — temperatura mediului exterior;

— pe granița dintre două corpuri există un contact termic intim, exprimat prin relațiile:

$$\theta_1 = \theta_2: \quad k_1 \frac{\partial \theta_1}{\partial n} = k_2 \frac{\partial \theta_2}{\partial n} \tag{4.5}$$

în care: θ_1 și θ_2 sînt temperaturile celor două corpuri în contact; k_1, k_2 — coeficienții lor de conductibilitate termică.

Ecuațiile de tipul (4.2) sau (4.3) în cazul problemelor tridimensionale se pot rezolva numeric prin procedeul elementelor finite [23]. În acest mod se pot modela matematic fenomenele termice care au loc la nivelul lamelelor pe durata construcției sau exploatării barajelor.

Numeroase probleme din domeniul barajelor (pereți sau alte elemente structurale) se pot trata însă în cazul unidimensional al ecuațiilor (4.2) sau (4.3). Acest model este valabil atunci cînd o dimensiune a corpului analizat este de cel puțin 3 ... 4 ori mai mică decît celelalte două. Considerînd că fenomenul termic se dezvoltă în lungul axei Ox, relația (4.2) devine:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = a\frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + \frac{1}{c\,\rho_b}\frac{\partial q}{\partial t} \tag{4.6}$$

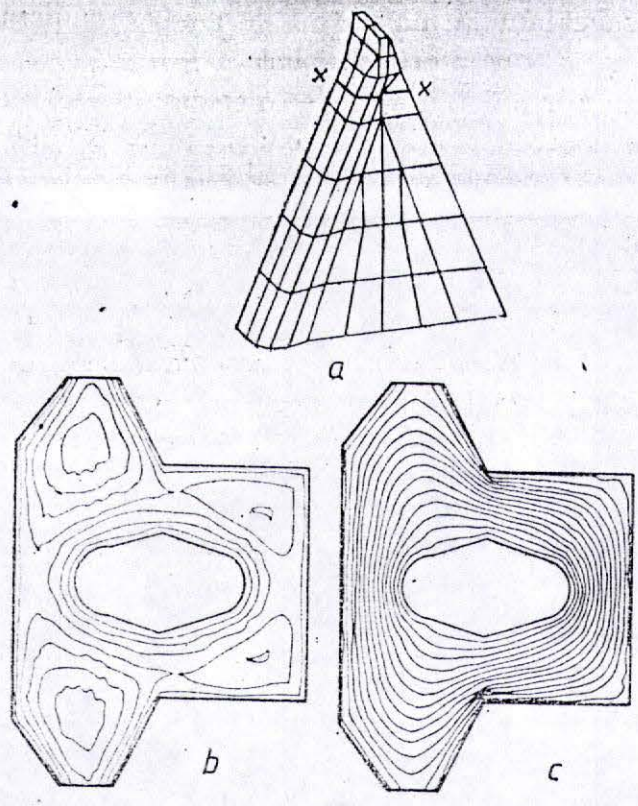


Fig. 4.33 — Evaluarea cîmpului termic într-un baraj cu contraforți: *a* — schema de discretizare a plotului; *b* — izoterme în secțiunea orizontală *x-x* în luna februarie; *c* — idem în luna aprilie.

În cazul condițiilor de graniță de tipul 1 și al neglijării termenului $\frac{\partial q}{\partial t} = 0$, ecuația (4.6) se poate integra analitic conducînd la soluții de mare interes practic [24, 9].

Un exemplu de determinare a unui cîmp termic prin metoda elementelor finite se prezintă în figura 4.33. Aplicația s-a efectuat cu programul FIESTA elaborat la ISMES Bergamo [25].

Plotul barajului cu contraforți s-a discretizat în 104 elemente finite cu funcții polinoamele de interpolare, de gradul 2, 3 sau 4 și cu un total de 2308 grade de libertate.

Condițiile de graniță au fost exprimate prin armonice determinate prin analize Fourier ale temperaturilor medii anuale. Armonicele de ordin mai înalt (semianuale, lunare, zilnice) au avut numai efecte reduse pe adîncimi superficiale ale structurii și au fost neglijate. Izotermele sînt reprezentate în raport cu temperatura medie anuală a structurii.

În literatură se menționează că variațiile de temperatură anuale ale mediului exterior se propagă pe adîncimi de 10...12 m într-un masiv de beton, cele lunare pe 3 m, iar cele zilnice pe adîncimi de circa 50 cm [9].

Elemente privind evaluarea eforturilor termice. Pe baza evaluării cîmpului termic se poate trece la evaluarea stării de deformații și eforturi termice. Această problemă se poate analiza în două etape: determinarea deformațiilor și eforturilor în ipoteza teoriei elasticității și evaluarea efectelor datorate schimbării modulului la elasticitate și curgerii betonului.

Deplasările termice se obțin prin rezolvarea următorului sistem de trei ecuații cu derivate parțiale de ordinul 2 [9]:

$$\begin{aligned}
(\lambda + G)\frac{\partial \varkappa}{\partial x} + G\nabla^2 u - \frac{E\alpha}{1-2\mu}\frac{\partial \theta}{\partial x} &= 0 \\
(\lambda + G)\frac{\partial \varkappa}{\partial y} + G\nabla^2 v - \frac{E\alpha}{1-2\mu}\frac{\partial \theta}{\partial y} &= 0 \\
(\lambda + G)\frac{\partial \varkappa}{\partial z} + G\nabla^2 w - \frac{E\alpha}{1-2\mu}\frac{\partial \theta}{\partial z} &= 0
\end{aligned} \tag{4.7}$$

la care se atașează condițiile de graniță prin legăturile statice ale sistemului.

În relațiile (4.7) $\lambda = \dfrac{\mu E}{(1-2\mu)(1+\mu)}$ și $G = \dfrac{E}{2(1+\mu)}$ sînt constantele lui Lamé; E — modulul de elasticitate; $\varkappa$ — dilatația volumică; u, v, w — deplasările termice pe axele x, y și respectiv z; α — coeficient de dilatare liniară; μ — coeficient Poisson.

Practic întotdeauna se admite ipoteza ca suprafața corpului să fie eliberată de eforturi. Pentru rezolvarea sistemului (4.7) această condiție urmează a se exprima prin deplasări.

În locul unde corpul analizat se leagă de fundație sau de betonul vechi trebuie puse condiții de egalitate a deplasărilor celor două corpuri în contact.

Rezolvarea problemei puse se face de obicei în două etape; inițial se rezolvă sistemul (4.7) în ipoteza ecuațiilor omogene (pentru $\theta = 0$) cu ajutorul căruia se satisfac condițiile de graniță.

Prima parte a problemei conduce la introducerea potențialului termoelastic al deplasărilor Φ cu rezolvarea ecuației Poisson:

$$\nabla^2 \Phi = \alpha \frac{1+\mu}{1-\mu}\theta \tag{4.8}$$

După evaluarea funcției Φ eforturile se determină cu relațiile clasice din teoria elasticității:

$$\begin{aligned}
\sigma_x' &= -2G\left(\frac{\partial^2 \varnothing}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varnothing}{\partial z^2}\right) & \tau_{xy}' &= 2G\frac{\partial^2 \varnothing}{\partial x\,\partial y} \\
\sigma_y' &= -2G\left(\frac{\partial^2 \varnothing}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varnothing}{\partial z^2}\right) & \tau_{yz}' &= 2G\frac{\partial^2 \varnothing}{\partial y\,\partial z} \\
\sigma_z' &= -2G\left(\frac{\partial^2 \varnothing}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varnothing}{\partial y^2}\right) & \tau_{xz}' &= 2G\frac{\partial^2 \varnothing}{\partial x\,\partial z}
\end{aligned} \tag{4.9}$$

În condițiile relațiilor (4.8), (4.9) pe suprafață sau pe părți din suprafața corpului pot apare eforturi care în conformitate cu ipoteza admisă inițial nu trebuie să existe. Aceste eforturi trebuie să fie anulate, adică pe suprafața corpului trebuie aplicate încărcări egale ca mărime cu eforturile incompatibile dar de semn contrar lor. Evaluarea eforturilor produse de aceste încărcări constituie a doua parte a problemei. Sumarea algebrică a eforturilor obținute cu cele evaluate din relațiile (4.9) corespunde stării

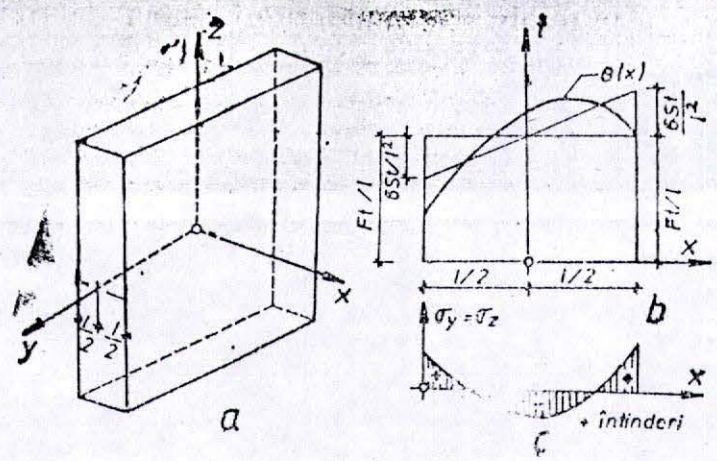


Fig. 4.34 — Evaluarea eforturilor termoelastice într-un perete: *a* — schema peretelui; *b* — diagrama temperaturilor pe grosimea peretelui; *c* — diagrama eforturilor ($\sigma_y = \sigma_z$).

reale de eforturi termice în corpul analizat în ipoteza comportării liniar-elastice a materialului.

Numeroase probleme de eforturi termice din domeniul barajelor, așa cum s-a arătat, se încadrează în problema unidimensională. În acest caz, în acord cu relația (4.8) și figura 4.34 potențialul termoelastic al deplasărilor are expresia:

$$\varnothing = \alpha \frac{1+\mu}{1-\mu} \iint \theta\,(x)\,dx\,dx \tag{4.10}$$

În acord cu (4.9) eforturile au aspectul:

$$\tau'_{xy} = \tau'_{yz} = \tau'_{zx} = 0$$

$$\sigma'_y = \sigma'_z = -\frac{E\alpha}{1-\mu}\,\theta\,(x) \tag{4.11}$$

Pentru peretele din figura 4.34 se fac ipotezele că temperaturile sînt funcție numai de timp și coordonata x și că fețele lui sînt eliberate de eforturi. Se poate însă remarca, cum de altfel s-a arătat și mai înainte, că relațiile (4.11) nu îndeplinesc a doua ipoteză, pe fețele peretelui acționînd eforturile:

$$\sigma'_y = \sigma'_z = -\frac{E\alpha}{1-\mu}\,\theta\,(x)\,\Big|\begin{matrix} x = -\,l/2 \\ x = l/2 \end{matrix} \tag{4.12}$$

Pentru îndeplinirea condițiilor de graniță aceste eforturi trebuie anulate, adică pe perete trebuie aplicate solicitări care să producă pe fețele lui eforturi egale cu:

$$\sigma''_y = \sigma''_z = +\frac{E\alpha}{1-\mu}\,\theta\,(x)\,\Big|\begin{matrix} x = -\,l/2 \\ x = l/2 \end{matrix} \tag{4.13}$$

În conformitate cu principiul lui *Saint Venant* între forța axială/ml N și momentul încovoietor/ml M din secțiune și eforturile unitare σ''_y, σ''_z există relația:

$$\sigma''_y = \sigma''_z = \frac{N}{1} \pm \frac{12\,M_x}{1^3} \tag{4.14}$$

În ipoteza stării de deformație plană, eforturile secționale N și M se calculează cu relațiile (fig. 4.34):

$$N = F_t \frac{E\alpha}{1-\mu} = \frac{E\alpha}{1-\mu}\int_{-l/2}^{l/2} \theta\,(x)\,dx$$
$$M = S_t \frac{E\alpha}{1-\mu} = \frac{E\alpha}{1-\mu}\int_{-l/2}^{l/2} \theta\,(x)\,x\,dx \qquad (4.15)$$

în care F_t este suprafața diagramei de temperaturi în secțiune, iar S_t momentul ei static în raport cu axa mediană.

În final, eforturile termice din secțiune (fig. 4.34, *c*) (σ_y, σ_z) rezultă din sumarea algebrică a celor două tipuri de eforturi:

$$\sigma_y = \sigma_z = \sigma'_y + \sigma''_y = \frac{E\alpha}{1-\mu}\left[-t\,(x) + \frac{F_t}{1} + \frac{12\,S_t}{1^3}\,x\right] \qquad (4.16)$$

Eforturile termice din beton, aflat în cîmp constant de temperatură au variații în timp datorită comportării reologice vîscoase a betonuiui [9].

Considerații practice. Cunoașterea amănunțită a variațiilor de temperatură care se produc în corpul barajului pe durata construcției sau exploatării este importantă pentru prevenirea și reducerea efectelor lor negative. Unele date în această problemă s-au expus iar alte date se expun în continuare.

Dimensiunile și forma lamelelor de beton precum și condițiiie climatice pe durata perioadei de construcție sînt factori cu influență importantă asupra producerii fisurilor termice. Prin lamelă se denumește un volum dintr-un plot care se betonează cu continuitate într-o singură etapă. În general o lamelă cu dimensiuni de maximum 15 m prezintă riscuri minime de fisurare termică. De asemenea, lamele cu lungimi pînă la 60 m la care s-au luat măsuri normale de ținere sub control a temperaturii au dat satisfacție [14]. Dacă dimensiunile blocurilor depășesc 60 m în lungime, se recomandă fragmentarea lor prin rosturi longitudinale care se injectează înaintea punerii sub sarcină a barajului.

Experiența de la Bureau of Reclamation a arătat că eforturile de întindere în masa de beton care în final generează fisuri pot fi într-o anumită măsură controlate prin limitarea scăderii generale de temperatură în beton de la temperatura maximă la temperatura de închidere a rosturilor, a ratei de scădere a temperaturilor și a coeficientului de dilatare termică precum și prin creșterea vîrstei betonului cînd este solicitat de schimbările de temperatură. Factori suplimentari care afectează eforturile sînt modulul efectiv de elasticitate între bloc și fundația lui, proprietățile reologice ale betonului, restrîngerile externe ale deplasărilor blocului. Eforturile reale variază în limite largi și datorită unor cauze locale cum ar fi proeminențele din fundație unde se pot produce concentrări locale de eforturi. În tabelul 4.10 se ilustrează recomandările Burec asupra restricțiilor termice în funcție de lungimea lamelelor.

Lățimea lamelelor (blocurilor) și deci distanța dintre rosturile de contracție se alege în mod obișnuit de 15 m, dar ea poate varia în anumite zone din baraj pentru amplasarea golirilor de fund sau a conductelor for-

Tabelul 4.10

Înălțimea lamelei peste fundație [m] / Lungimea lamelei, L [m]	Scăderea maximă de temperatură în beton de la vîrful termic la temperatura de injectare a rosturilor [°C]		
	$<0{,}2\ L$	$(0{,}2...0{,}5)L$	$>0{,}5\ L$
<18	25	fără restricții	fără restricții
18...27	22	fără restricții	fără restricții
27...36	19	25	fără restricții
36...45	16,5	22	25
45...60	14	19	22
>60	Se fac rosturi longitudinale; între blocurile adiacente rosturile se decalează cu minimum 9 m		

țate sau datorită unor neregularități sau discontinuități în terenul de fundare. În practică lățimea lamelelor (blocurilor) a variat între 9 și 25 m măsurați de-a lungul axului barajului. Cînd lățimea lamelei este sub 8 m o scădere de temperatură mai mare decît cea obișnuită poate fi necesară pentru a obține o deschidere injectabilă a rosturilor de contracție (cazul barajelor arcuite). Această scădere trebuie să fie compatibilă cu cea admisă pentru dimensiunea în lung a lamelei (tabelul 4.10).

Raportul lungime/lățime lamelă trebuie limitat la maximum 2 în limita posibilităților. Dacă raportul depășește 2,5 este probabil că vor apărea fisuri în treimea centrală pe lungime.

Grosimea lamelelor se stabilește pe considerente tehnico-economice. Grosimile reduse conduc la un număr sporit de rosturi orizontale de lucru (construcție) care trebuie pregătite și reprezintă în general zone slabe în baraj. Grosimea lamelelor și programul de betonare se corelează de asemenea cu măsurile de control a temperaturilor în beton, cu temperaturile mediului ambiant în special pentru reducerea vîrfului termic și a gradienților termici ulteriori. În mod curent grosimea lamelelor se alege de 2 sau 3 m.

Diferențele de înălțime între blocurile adiacente se limitează la maximum 4...5 lamele pentru obținerea unui cîmp termic cît mai uniform în întregul baraj și pentru încărcarea gradată și uniformă a terenului de fundare cu greutatea barajului.

4.4. INTERACȚIUNEA DINTRE INFILTRAȚIA APEI ȘI SISTEMUL BARAJ–TEREN DE FUNDARE

Considerații introductive. Orice construcție de barare prin natura ei creează un gradient hidraulic important. Energia potențială a apei este stocată în lacul artificial creat a cărui granițe sînt formate din barajul însăși și mai ales din masele de rocă alcătuind versanții, fundul lacului — terenul de fundare a barajului. Infiltrația apei prin teren induce presiuni

interstițiale în masivele de rocă (sau presiuni a apei în pori în mediile poroase permeabile) cu efecte extrem de importante asupra comportării ansamblului baraj-teren de fundare.

În acest paragraf ne vom limita la prezentarea efectelor mecanice ale acțiunii apei de infiltrație reținînd însă că uneori și efectele ei fizico-chimice pot fi de importanță egală (dizolvarea unor minerale componente ale rocilor în apă, acțiunea chimică a apelor agresive, reducerea rezistenței rocilor saturate cu apă etc).

Prezența apei în rosturile sau fisurile masivelor de rocă stîncoase, respectiv în porii mediilor poroase permeabile afectează starea de echilibru intergranular. O interacțiune strînsă există între comportarea mecanică și fenomenele hidraulice: curgerea influențează starea de eforturi care la rîndul ei modifică parametrii hidraulici ai mediului. Direct, starea de eforturi influențează geometria discontinuităților în mediile fracturate sau mărimea spațiilor intergranulare în pămînturi sau medii poroase.

Fenomenele menționate mai înainte sînt foarte complexe și pot pune în pericol chiar existența barajului. În dramaticul exemplu al ruperii barajului Malpasset s-a arătat că sub încărcările din baraj, permeabilitățile în fundație au fost reduse într-un raport de aproximativ 10^2. Ca rezultat, a fost creată, „o barieră hidraulică subterană", pe care s-au aplicat forțele de infiltrație, contribuind la dizlocarea prin alunecare a unei părți din terenul de fundare a barajului de-a lungul unei falii amplasate sub structură.

Prezența apei în medii poroase sau stîncoase fisurate este importantă nu numai în analiza comportării barajelor dar de asemenea în alte numeroase domenii de inginerie civilă, minieră sau petrolieră. Stabilitatea taluzelor și versanților, a excavațiilor deschise sau subterane sînt puternic afectate de curgerea apelor subterane. Tragica alunecare din 1963 a versantului stîng al lacului de acumulare creat de barajul Vaiont, cînd 300 milioane m^3 de rocă au alunecat în lac, a fost amorsată de modificările în echilibrul maselor de rocă induse de lacul de acumulare.

În reglementările curente, acțiunea apei de infiltrație din lac asupra barajelor se reduce uzual la niște forțe de subpresiune acționînd pe talpa barajelor, evaluate după reguli discutabile. În realitate fenomenele sînt însă mult mai complexe și considerarea lor eronată poate avea consecințe dezastruoase pentru construcție. De aceea se impune o analiză cît mai exactă a efectelor lor.

Caracteristicile hidraulice ale masivelor de rocă. Masivele de rocă se încadrează în general atît din punct de vedere a comportării hidraulice cît și mecanice în categoria materialelor discontinue, eterogene și anizotrope. Discontinuitățile în rocă se găsesc la multe niveluri diferite, de la defectele microscopice în cristale la falii majore kilometrice în formațiunile geologice [26].

În mod simplificat, practic se consideră două tipuri majore de discontinuități: micro-discontinuități și macro-discontinuități. Masivul de rocă este considerat alcătuit din blocuri de rocă separate prin macro-discontinuități, fisuri sau fracturi. Blocul de rocă este presupus alcătuit din rocă intactă, poroasă, adică fără fisuri aparente. Acest material este numit „matrice rocoasă". Asamblajul blocurilor de rocă la scara structurii inginerești se numește „masa rocoasă" sau „masivul de rocă", Denumirile de fisuri sau frac-

turi (crăpături) sînt utilizate în sensul general de a include toate defectele și discontinuitățile indiferent de natura lor geologică: stratificații sau șistuozități, rosturi, falii etc.

Fisurile și fracturile, care traversează masele de rocă, oferă căi preferențiale pentru apa subterană. Discontinuitățile din masele de rocă sînt în consecință un factor determinant în caracterizarea hidraulică a rocilor. Se demonstrează, de exemplu, coeficientul de permeabilitate a unei mase de rocă chiar cu fisuri fine care este comparativ mai mare decît al matricei ei rocoase.

O analiză cantitativă geometrică și fizică a golurilor din masa de rocă (pori și fracturi) arată că în general masele de rocă sînt caracterizate de conductivitate hidraulică înaltă și porozitate redusă a fracturilor. În schimb, matricele rocoase sînt caracterizate de permeabilitate joasă și porozitate înaltă.

În tabelul 4.11 sînt prezentați coeficienții de permeabilitate ai matricei și respectiv ai masei rocoase pentru diverse categorii de roci [27]. Se constată că pentru materialele din tabel matricea rocoasă poate fi considerată practic impermeabilă.

Unele excepții de la datele prezentate mai înainte apar în cazurile cînd fracturile sînt umplute cu material argilos impermeabil care formează adevărate bariere hidraulice sau cînd matricea rocoasă este foarte permeabilă ca de exemplu în cazul unor pietrișuri cimentate sau conglomerate.

Caracterizarea hidraulică a masivelor de rocă necesită inițial o analiză structurală a mediului pentru a obține o descriere tridimensională a stării lui de fracturare și apoi o analiză cantitativă a tuturor parametrilor care guvernează curgerea prin masiv. În figura 4.35 sînt ilustrate cele cinci modele de bază admise uzual pentru a caracteriza proprietățile hidraulice ale unei mase de rocă [26].

Mediul poros general omogen (fig. 4.35, *a*) are matricea rocoasă la scara microscopică alcătuită din pori de dimensiuni reduse și cu dimensiuni relativ identice pe cele trei direcții. La scară inginerească și în special la adîncimi reduse masele de rocă sînt în general totdeauna fracturate. Acest

Tabelul 4.11

Matricea rocoasă		Masa de rocă cu o fisură pe metru	
Natura rocii	Coeficient de permeabilitate al matricei, k [cm/s]	Deschiderea fisurilor [mm]	Coeficient de permeabilitate de-a lungul fisurii k_1 [cm/s]
1. Calcare	$0{,}36...23 \cdot 10^{-13}$	0,1	$0{,}7 \cdot 10^{-4}$
2. Gresii			
— carbonifere	$0{,}29...6 \cdot 10^{-11}$	0,2	$0{,}6 \cdot 10^{-3}$
— devoniene	$0{,}21...2 \cdot 10^{-11}$	0,4	$0{,}5 \cdot 10^{-2}$
3. Granite	$0{,}5...2{,}0 \cdot 10^{-10}$	0,7	$2{,}5 \cdot 10^{-2}$
4. Șisturi	$0{,}7...1{,}6 \cdot 10^{-10}$	1,0	$0{,}7 \cdot 10^{-1}$
5. Calcare	$0{,}7...120 \cdot 10^{-8}$	2,0	0,6
6. Dolomite	$0{,}5...1{,}2 \cdot 10^{-8}$		

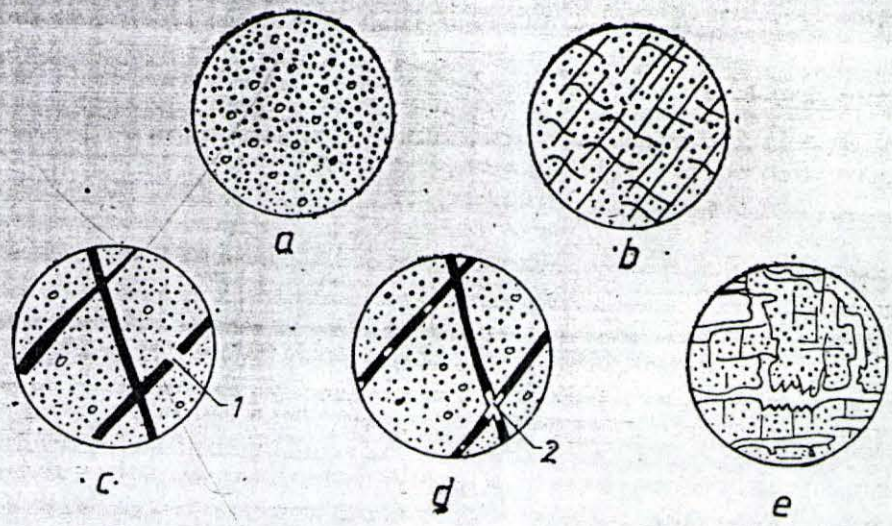


Fig. 4.35 — Modele de reprezentare a proprietăților hidraulice ale matricilor rocoase și maselor rocoase: *a* — mediu poros; *b* — mediu poros fracturat; *c* — mediu poros cu bariere impermeabile; *d* — mediu poros cu canale mici; *e* — mediu carstic; *1* — pod de rocă; *2* — canale mici.

tip de model este caracteristic straturilor de adîncime mare, unele fisuri sau fracturi pot exista dar sînt închise din cauza compresiunilor mari de la nivelurile respective.

Mediul-poros fracturat cu seturi diferite de discontinuități paralele, plane (fig. 4.35, *b*) este similar celui descris anterior dar prezintă suplimentar o rețea „colectoare" de discontinuități care alterează în totalitate caracteristicile hidraulice ale mediului. În cele mai multe cazuri influența permeabilității matricii rocoase este neglijabilă. Din punct de vedere al modelului de calcul se pot distinge medii fracturate cu matrice impermeabilă și respectiv medii fracturate cu matrice poroasă permeabilă.

Mediul poros cu bariere impermeabile (fig. 4.35, *c*) din punct de vedere al calculului poate fi evchivalent prin cazul *a*.

Mediul poros cu canale mici (fig. 4.35, *d*) este identic cu cel descris la *c*, dar în fracturile largi umplute cu material impermeabil s-au format canale deschise cu circulație de apă. Acest model este rar menționat.

Mediul cu canale formate prin dizolvarea unor minerale din rocă în apă s-a încadrat inițial în categoria *b*, dar prin dizolvarea în timp în apă a unor minerale solubile constituente ale rocilor (carbonați, gips, sare) s-au format canale de dimensiuni largi și cu o distribuție aleatoare. Modelul este caracteristic regiunilor carstice (fig. 4.35, *e*).

Modelele *a* în care masa de rocă se echivalează cu un mediu poros și *b* în care se echivalează cu un mediu fracturat sînt cele mai frecvent aplicate în problemele curente.

Legile de curgere a apei în masele de rocă. Legile care guvernează curgerea rocii în masivele de rocă au formulătii diferite depinzînd de schema aleasă: mediu poros sau mediu discontinuu (curgere prin fracturi).

Starea laminară de curgere în medii poroase este guvernată de binecunoscuta *lege a lui Darcy*:

$$v = kI \qquad (4.17)$$

unde v este vectorul vitezelor de infiltrație; k — matricea coeficienților de permeabilitate; I — vectorul gradienților hidraulici într-un sistem cartezian tridimensional.

Combinarea ecuației (4.17) și a ecuației de continuitate conduce la ecuația generală a curgerii in medii poroase, care pentru regimul staționar se poate exprima prin relația (*Schneebeli* — 1966):

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial \varphi}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial \varphi}{\partial y}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(k_z \frac{\partial \varphi}{\partial z}\right)+q=0 \qquad (4.18)$$

în care: φ este funcția de potențial a vitezelor; q — debitul specific de alimentare a domeniului (+ infiltrare, — exfiltrare).

În cazul unui mediu omogen și pentru un debit specific de alimentare a domeniului nul, ecuația (4.18) devine ecuație de tip Laplace. Condițiile de graniță care se atașează în vederea rezolvării ecuației diferențiale (4.18) sînt următoarele (fig. 4.36):

— la limita discretizării terenului de fundare (EGHF):

$$\frac{\partial \varphi}{\partial n}=0 \qquad (4.19)$$

adică în exteriorul discretizării terenul este impermeabil sau conturul discretizării terenului de fundare este o suprafață de curent:

— pe suprafețele filtrante: parament amonte (AB), parament aval sub cota apei din aval (CD), suprafața teren de fundare (EB și DF):

$$\varphi = ct \qquad (4.20)$$

adică suprafețele respective sînt suprafețe echipotențiale.

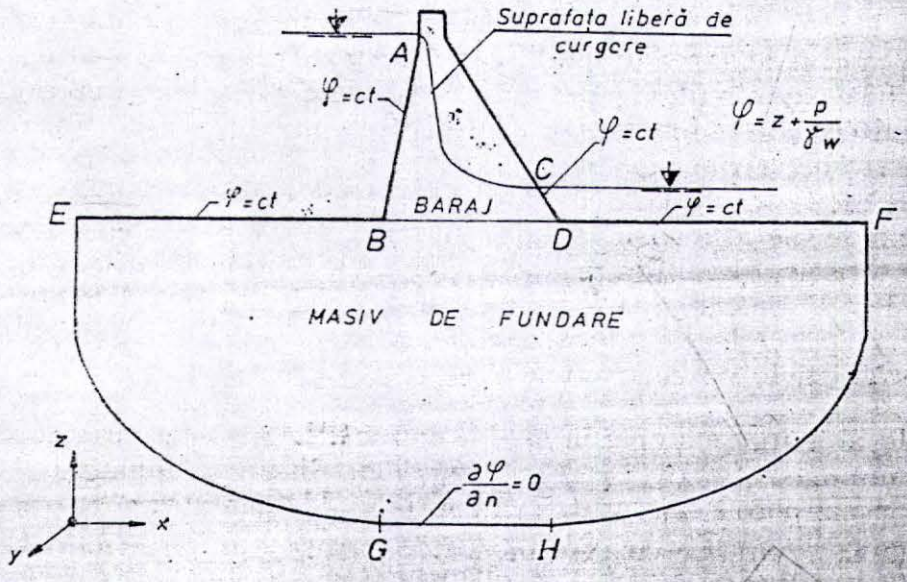


Fig. 4.36 — Schema condițiilor de graniță a ecuației diferențiale a curgerii prin medii poroase.

Suprafața liberă de curgere prin baraj (AC) este în regim permanent o suprafață de curent pe care acționează presiunea atmosferică și pentru care se pun condițiile duble:

$$\frac{\partial \varphi}{\partial n} = 0 \text{ și } \varphi = z \tag{4.21}$$

Această suprafață inițial necunoscută se determină în procedeul elementelor finite de rezolvare a ecuației (4.18) printr-un calcul iterativ [26].

Dacă în fundația barajului sînt drenuri, ele se pot modela punînd în punctele respective condiția de potențial egal cu potențialul din bieful aval.

Numeroase metode numerice bazate în special pe procedeul elementelor finite, au fost elaborate pentru rezolvarea ecuației (4.18). Ele constau în determinarea funcției de potențial a vitezelor φ în toate nodurile domeniului studiat cunoscînd matricea coeficienților de permeabilitate k (pentru mediile poroase) sau a conductivității hidraulice globale (pentru mediile discontinue) și punînd condițiile de graniță așa cum s-au menționat mai înainte.

Fenomenele de curgere a apei prin roci fracturate au fost studiate teoretic și experimental de numeroși autori, între care se menționează *Louis* (1967) [25] și *Diab* (1974) [26]. Studiile au relevat că în timp ce curgerea prin fracturile netede respectă legile clasice de la conducte (*Poiseuille*, *Nikuradze*), în cazul fracturilor cu rugozități apar diferențe însemnate în raport cu aceste legi. Problema de bază constă în a analiza condițiile în care mediul fracturat discontinuu poate fi echivalat printr-un mediu poros continuu. În literatură există rezolvări bazate atît pe considerarea individuală a fisurilor existente (*Wilson* și *Witherspoon*, 1967), cît și pe considerarea lor statistică definind conductivitatea hidraulică globală a unui set de fisuri dintr-un domeniu dat (*Snow*, 1967, *Louis*, 1976) și tratînd me-

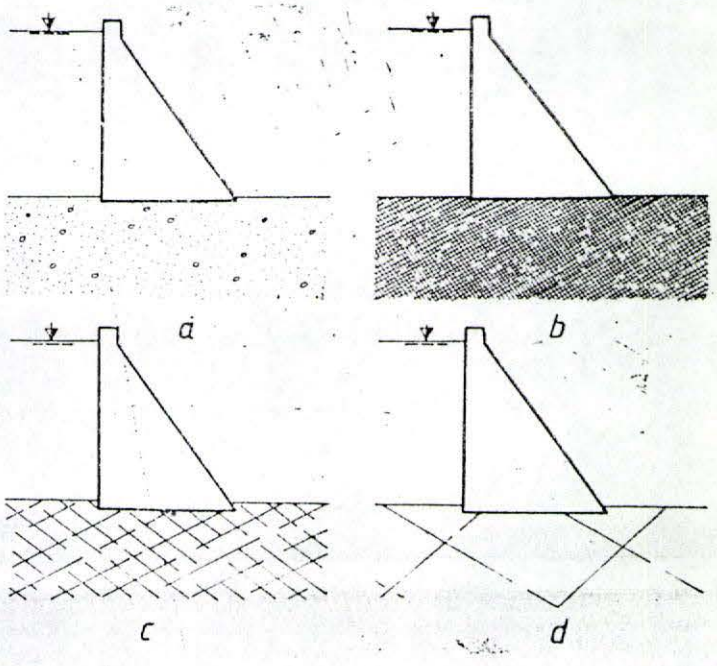


Fig. 4.37 — Echivalarea ansamblului baraj-teren de fundare: *a*, *b* — medii continue; *c*, *d* — medii discontinue cu rețele de fisuri.

diul fisurat ca un mediu poros echivalent. De asemenea există și rezolvări bazate pe combinarea celor două modele enunțate mai înainte (*Warren, Root*, 1963).

În fapt alegerea unuia dintre modelele descrise mai înainte depinde de raportul între distanța medie dintre fisuri și dimensiunea structurii inginerești (fig. 4.37). În hidraulica rocilor efectul de scară joacă un rol foarte important [25].

În acord cu figura 4.37, spre exemplu este corect ca un mediu facturat să fie considerat un mediu continuu dacă distanțele medii dintre fisuri pe toate direcțiile sînt neglijabile în raport cu dimensiunile construcției (fig. 4.37, *b*). Dacă această ipoteză nu este îndeplinită, atunci trebuie aplicate modele tipice mediilor discontinue (fig. 4.37, *c*) și dacă numărul fracturilor este extrem de redus (<10) și ele sînt caracterizate de conductivități hidraulice importante, fiecare fractură trebuie individualizată în modelul matematic sau fizic utilizat.

Serafim și *del Campo* au stabilit ecuația curgerii într-un mediu poros anizotrop în regim nepermanent.

Ecuația are aspectul [26]:

$$k_x \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + \frac{\partial k_x}{\partial x} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial k_y}{\partial y} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\partial k_z}{\partial z} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial k_z}{\partial z} \gamma_w = \left(1 - \frac{a_0 p_0}{p + p_0}\right) v \gamma_w \beta \frac{\partial p}{\partial t} + \gamma_w v \frac{p_0 a + 0{,}02\, p_0 (1 - a_0)}{(p + p_0 - 0{,}02\, p)^2} \frac{\partial p}{\partial t} + \gamma_w \left(1 - \frac{a_0 p_0}{p + p_0}\right) \frac{(1 - 2\mu)}{E} \frac{\partial \bar{\theta}}{\partial t} \tag{4.22}$$

în care: γ_w este greutatea specifică a apei la presiunea atmosferică;

β — compresibilitatea volumică a apei;

a_0 — procentajul golurilor ocupate de aer;

v — porozitatea volumetrică a mediului poros;

E — modulul de elasticitate a mediului;

μ — coeficientul Poisson a mediului;

p — presiunea apei;

p_0 — presiunea atmosferică;

t — timpul;

$\bar{\theta}$ — suma celor trei eforturi principale (σ_1, σ_2, σ_3) în mediul poros;

k_x, k_y, k_z — coeficienții de permeabilitate pe cele trei direcții principale ortogonale ale mediului poros.

Eciația (4.22) poate fi integrată prin metode numerice. Studiile efectuate pe baza integrării ei au relevat influența deosebită a stării de eforuri asupra cîmpului curgerii de-a lungul mediului.

Evaluarea forțelor de curgere a apei prin mase de rocă. Evaluarea efectelor mecanice ale curgerii apei prin mase de rocă necesită analize distincte pentru cazul mediilor poroase continue și respectiv pentru cazul mediilor fisurate discontinue.

Forța volumică (F) datorată prezenței apei într-un mediu poros se exprimă cu relația:

$$F = -\operatorname{grad} p$$
$$p = \gamma_w (\varphi - z) \tag{4.23}$$

în care: p este presiunea apei din pori (presiunea interstițială în cazul masivelor de roci fisurate echivalate ca medii poroase); γ_w — greutatea volumetrică a apei; z — cota punctului față de planul de referință.

Rezultă că:

$$F = -\gamma_w \operatorname{grad} \varphi + \gamma_w \operatorname{grad} z = S + A \tag{4.24}$$

unde A este forța de împingere hidrostatică și S forța hidrodinamică de infiltrație.

$$A = \gamma_w \operatorname{grad} z = -\rho_w g$$
$$S = -\gamma_w \operatorname{grad} \varphi = \gamma_w I \tag{4.25}$$

ρ_w — densitatea apei; g — accelerația gravitației. Celelalte notații au fost prezentate mai înainte.

În acord cu studiile lui *Louis* [25] forțele volumice produse de curgerea apei într-un mediu tridimensional fisurat pot fi exprimate astfel:

— forța tangențială datorată vîscoztității apei (pentru un set de fisuri K_i):

$$T_i = n_i \gamma_w I_i \tag{4.26}$$

— împingerea hidrostatică sau împingerea Arhimede:

$$A = -\rho_w (1 - n) g \tag{4.27}$$

— forța hidrodinamică sau forța de infiltrație:

$$S = \gamma_w (1 - n) I \tag{4.28}$$

unde I este gradientul hidraulic global ($I = -\operatorname{grad} \varphi$); I_i — gradientul activ în setul de fisuri K_i; n_i — porozitatea setului de fracturi ($n_i = e_i/b_i$); factorul de corecție $1 - n$ se referă la porozitatea globală a întregului masiv.

În cazul unui masiv de rocă avînd trei seturi de fracturi, porozitatea globală (n) se exprimă prin relația:

$$n = 1 - \sum_{i=1}^{3} \left(1 - \frac{e_i}{b_i}\right) \tag{4.29}$$

în care e_i și b_i sînt deschiderile și respectiv distanțele medii pe cele trei direcții ortogonale între fisurile setului K_i.

În general se acceptă că porozitatea în masivele de rocă este neglijabilă în raport cu unitatea. În acest caz, forțele date de curgerea apei prin medii fisurate discontinue se exprimă identic ca în cazul mediilor poroase continue:

$$T_i \simeq 0$$
$$A = -\rho_w g \tag{4.30}$$
$$S = \gamma_w I$$

Într-un sistem discretizat în elemente finite, forțele datorate curgerii apei pot fi considerate în două moduri:

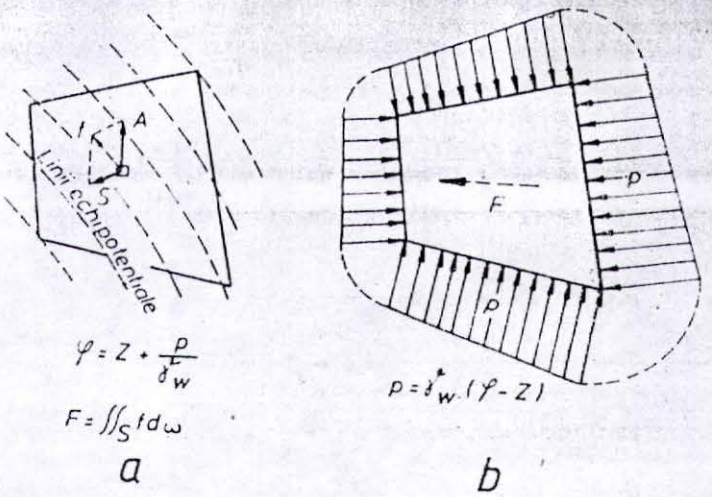


Fig. 4.38 — Scheme de evaluare a acțiunii mecanice a apei în medii poroase sau fisurate: *a* — prin forțe volumice pe elemente; *b* — prin forțe externe rezultante ale presiunilor apei pe laturile elementului.

— ca forțe volumice, A și S, așa cum au fost prezentate mai înainte, calculate în cîmpul elementului;

— ca forțe externe, rezultate din presiunea apei aplicată pe laturile (perimetrul) elementului considerat.

În figura 4.38 sînt ilustrate schematic pe un element finit patrulater plan cele două posibilități de considerare a forțelor datorate curgerii apei.

În legătură cu considerarea în calcule a forțelor datorate curgerii apei, în figura 4.39 sînt prezentate schematic cele două ipoteze posibile în analiza stării de deformații și eforturi într-un sistem baraj-teren de fundare [28]:

— cazul primei umpleri instantanee cu presiunile apei din lac acționînd pe parametrul amonte al barajului și fundul lacului;

— cazul regimului de curgere staționar, cu forțele din apă distribuite ca forțe volumice în întregul masiv de fundare.

Uzual în calcule corpul barajului se consideră impermeabil.

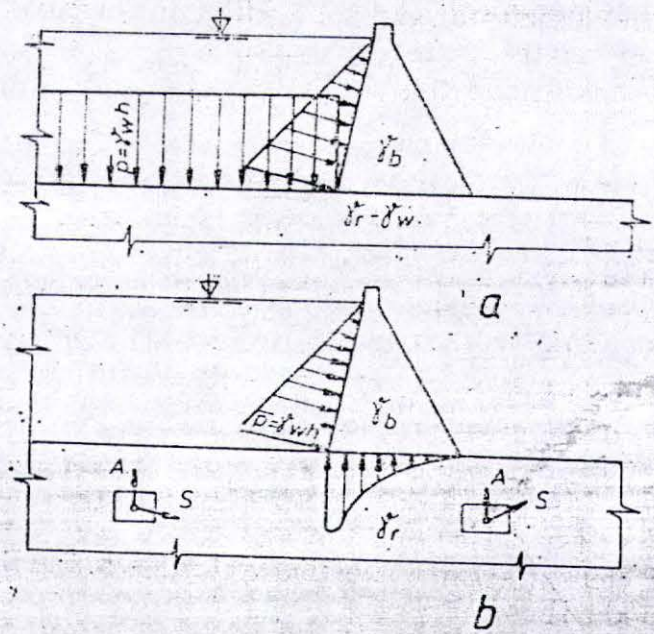


Fig. 4.39 — Considerarea efectelor mecanice ale apei pe ansamblul baraj-masiv de fundare: *a* — prima umplere instantanee a lacului; *b* — starea de regim staționar.

Analiza eforturilor efective în sistemul baraj-teren de fundare. Presiunea apei din pori (interstițială) se manifestă perpendiculară și identică pe toate fețele golului. Din punctul de vedere al eforturilor ea se reprezintă sub forma unui tensor sferic de efort (fig. 4.40).

Starea de efort total $[\sigma]_t$ este definită prin forțele care acționează pe unitatea globală de suprafață în secțiunea considerată atît prin solid cît și lichid. Dacă presiunea în lichid este p, starea de efort efectiv $[\sigma']_{ef}$ se definește ca:

$$\{\sigma'\}_{ef} = \{\sigma\}_t + \{m\}\, p \tag{4.31}$$

unde:

$$\{\sigma'\}_{ef}^T = \{\sigma'_x\ \sigma'_y\ \sigma'_z\ \tau'_{xy}\ \tau'_{xz}\ \tau'_{yz}\}$$
$$\{\sigma\}_t^T = \sigma_x\ \sigma_y\ \sigma_z\ \tau_{xy}\ \tau_{xz}\ \tau_{yz}\}$$
$$\{m\}^T = \{1\quad 1\quad 1\quad 0\quad 0\quad 0\}$$

De remarcat că expresia lui $[m]$ prezentată mai înainte este valabilă pentru pămînturi (medii poroase cu pori comunicanți) și roci stratificate. Pentru matrici rocoase coeficienții de pe diagonala principală din $[m]$ devin subunitari. În cazul materialelor impermeabile sau a materialelor poroase cu pori care nu comunică între ei $[m]$ devine nul.

Un program general bazat pe procedeul elementelor finite (ELFIGEN) și care permite evaluarea stării de eforturi efective pentru probleme de stare de deformație plană a fost elaborat de *A. Popovici* și *G. Groza* [29]. Schema logică a ramurii din program care se referă la evaluarea stării de deformații și eforturi efective într-un sistem discretizat în elemente finite se prezintă în figura 4.41. Etapele principale sînt următoarele:

— calculul gradienților hidraulici $I = -\operatorname{grad}\varphi$ în ansamblul discretizat în elemente finite și pentru o matrice inițială k a coeficienților de permeabilitate; evaluarea forțelor nodale din infiltrația apei prin sistem;

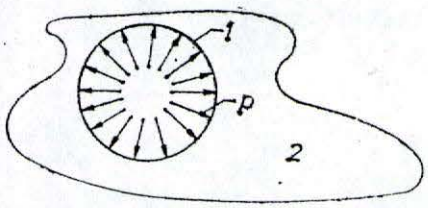


Fig. 4.40 — Reprezentarea eforturilor produse de presiunea apei din pori (interstițială) (p) pe scheletul solid: *1* — por cu apă sub presiune; *2* — schelet solid.

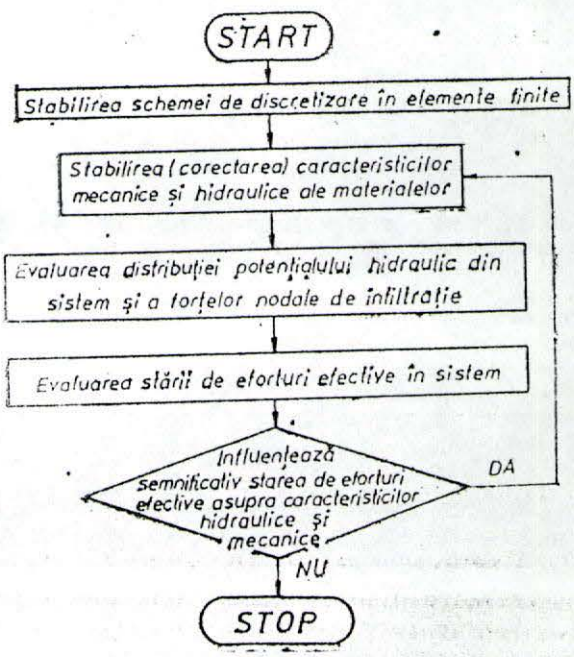


Fig. 4.41 — Schemă pentru evaluarea stării de eforturi efective într-un sistem discretizat în elemente finite (ramură în programul ELFIGEN [29]).

— evaluarea stării de eforturi efective în sistem considerînd încărcările exterioare inclusiv forțele nodale din infiltrația apei;

— luarea în considerație, dacă este cazul, a variației matricei coeficienților de permeabilitate din cauza stării de eforturi efective și reluarea primelor două etape.

În programul ELFIGEN materialele sînt considerate cu comportare liniar elastică. Programul ELFIGEN se poate însă cupla cu alte programe (NONSAP, ADYNA etc) pentru a se analiza starea de eforturi efective în sisteme alcătuite din materiale cu legi neliniare de comportare.

În general permeabilitatea (conductivitatea hidraulică) mediului depinde de starea de eforturi, care influențează mărimea spațiilor intergranulare sau deschiderea fisurilor precum și compactitatea scheletului solid. De asemenea temperatura are o anumită influență asupra caracteristicilor geometrice ale mediului (închiderea-deschiderea porilor sau fisurilor datorită dilatării — comprimării termice) și chiar asupra curgerii apei prin variația vîscozității apei.

Multe teste cu apă „in situ", în găuri la diferite adîncimi în formațiuni fisurate omogene au condus la următoarea relație empirică de legătură între coeficientul de permeabilitate (k) și starea de eforturi:

$$k = k_0 \, e^{-\alpha \sigma_{ef}} \text{ unde } \sigma_{ef} = \gamma_r z - p \tag{4.32}$$

unde k_0 este coeficientul de permeabilitate superficial sau coeficientul de permeabilitate de referință; $\gamma_r z$ — greutatea straturilor de deasupra punctului considerat; p — presiunea interstițială în punctul respectiv; α — un parametru determinat experimental.

Relația (4.32) a fost confirmată și de teste în laborator [25].

Conductivitatea hidraulică a unui set de fracturi pentru curgere laminară poate fi evaluată cu relația:

$$k(\theta) = \frac{g}{12 \nu C} \frac{e^3}{b} \tag{4.33}$$

unde g este accelerația gravitației; ν — vîscozitatea cinematică a apei; e — lărgimea medie a fracturilor; b — distanța medie dintre fracturi; C — — un coeficient care depinde de rugozitatea relativă a fisurii. După *Louis* (1967) [25] coeficientul C se poate calcula cu relația:

$$C = 1 + 8{,}8 \, (k_f / D_h)^{1{,}5} \tag{4.34}$$

în care: k_f reprezintă înălțimea asperităților din fractură; D_h — diametrul hidraulic al fracturii, egal cu dublul deschiderii fracturii.

Relația vîscozitate cinematică (ν) — temperatură (θ) are aspectul:

$$\frac{1}{\nu} = 2{,}1482 \{(\theta - 8{,}435) + [8078{,}4 + (\theta - 8{,}435)^2]\} - 120{,}00 \tag{4.35}$$

unde θ este în grade Celsius și ν în stokes.

Exemple practice de analiză. În figura 4.42 se prezintă o variantă de discretizare a unui sistem baraj — teren de fundare în care s-a analizat înclinarea optimă a voalului de etanșare pe baza stării de eforturi efective

[30]. Au fost analizate trei variante în care voalul de etanșare a avut succesiv înclinări față de verticală de 0°, 15° și 30°. În toate variantele voalul a avut aceeași lungime de 125 m (egală cu înălțimea barajului). În fiecare din variante s-au studiat comparativ cazurile cu și fără rețea de drenaj (în nodurile marcate cu cercuri în figura 4.42). Calculele au fost efectuate cu programul ELFIGEN. Caracteristicile mecanice și hidraulice ale materialelor din sistem sînt sistematizate în tabelul 4.12.

Liniile echipotențiale și de egală presiune în ipoteza lac plin pentru una din variantele analizate sînt ilustrate în figura 4.43. Sînt de relevat gradienții mari de potențial și presiune în zona din terenul de fundare penetrată de injecțiile pentru voal. Rețeaua de drenaj are influență notabilă asupra alurii liniilor echipotențiale și de egală presiune mai ales în zona din terenul de fundare adiacentă ei (rază de influență în jur de 100 m). Efectul drenurilor scade proporțional cu creșterea distanței față de drenuri a punctelor analizate.

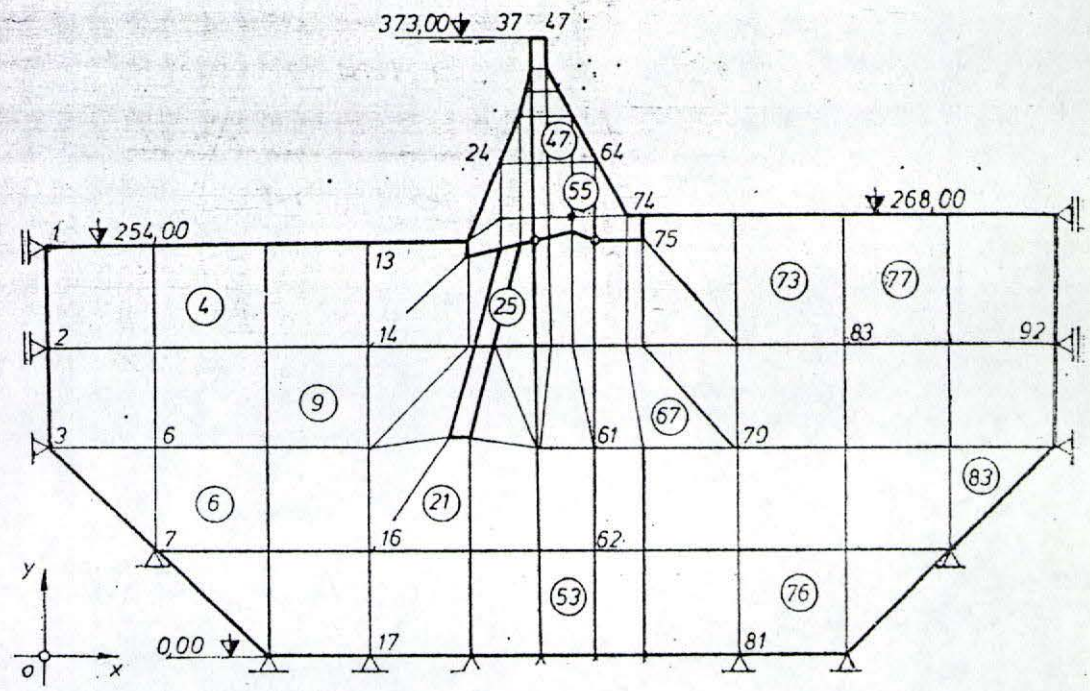


Fig. 4.42 — Variantă de discretizare a unui sistem baraj-teren de fundare prevăzut cu voal de etanșare înclinat cu 15° față de verticală și rețea de drenaj.

Tabelul 4.12

Tipul materialului și zonarea în sistem	Caracteristici mecanice		Coeficient de permeabilitate [m/s]	
	Modul de elasticitate, E [MPa]	Coeficient Poisson, μ	Orizontal	Vertical
Beton în corpul barajului	24 000	0,18	0,0	0,0
Rocă de fundare în zona de penetrare a voalului de etanșare	3 200	0,25	$1 \cdot 10^{-7}$	$1 \cdot 10^{-8}$
Idem în zona exterioară	1 800	0,25	$2 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-5}$

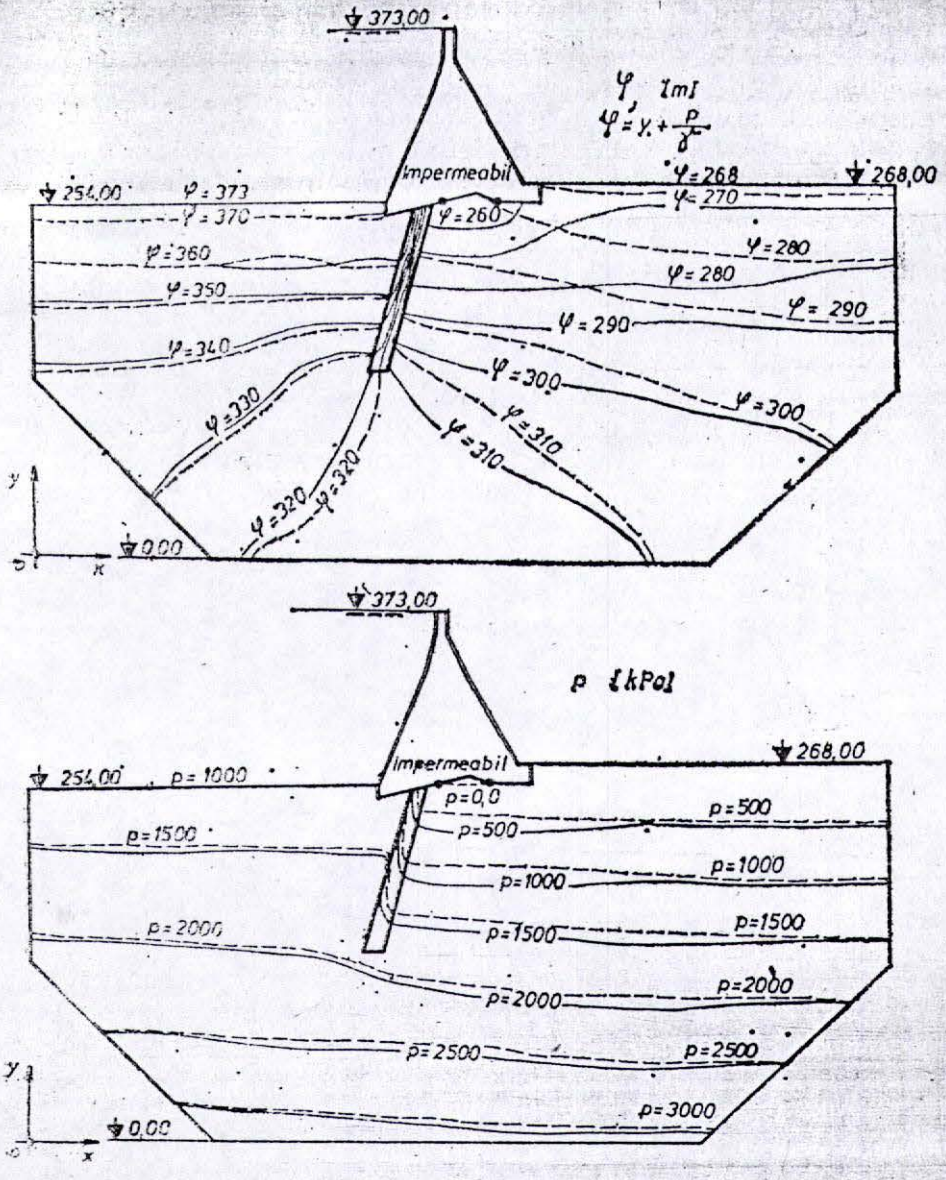


Fig. 4.43 — Linii echipotențiale (φ) și de egală presiune (p) în ipoteza lac plin pentru sistemul cu voalul înclinat cu 15° față de verticală și cu rețea de drenaj (linie continuă) sau fără rețea de drenaj (linie întreruptă).

În figura 4.44 se prezintă diagramele de eforturi verticale efective (σ_y) și tangențiale (τ_{xy}) în ipoteza lac plin pentru varianta cu voal înclinat cu 30°. Eforturile au fost determinate în ipoteza liniar elastică de comportare a betonului și rocii de fundare. Atît în cazul ilustrat cît și în celelalte variante, eforturile verticale efective sînt de compresiune în întregul sistem și se poate remarca alura diagramelor care diferă foarte mult de cele tradiționale determinate în ipoteza variației liniare a eforturilor verticale. Zona din terenul de fundare, injectată cu ocazia realizării voalului și devenită comparativ mai rigidă are efecte importante de redistribuire a eforturilor. Astfel eforturile, σ_y, la partea inferioară a barajului cresc spre paramente, miezul fiind mai puțin solicitat. Eforturile τ_{xy} (teoretice) cresc spre paramentul aval unde ajung pînă la valori de 27,1 daN/cm². Aceste zone sînt însă puternic comprimate și eforturile de lunecare reale sînt mult diminuate

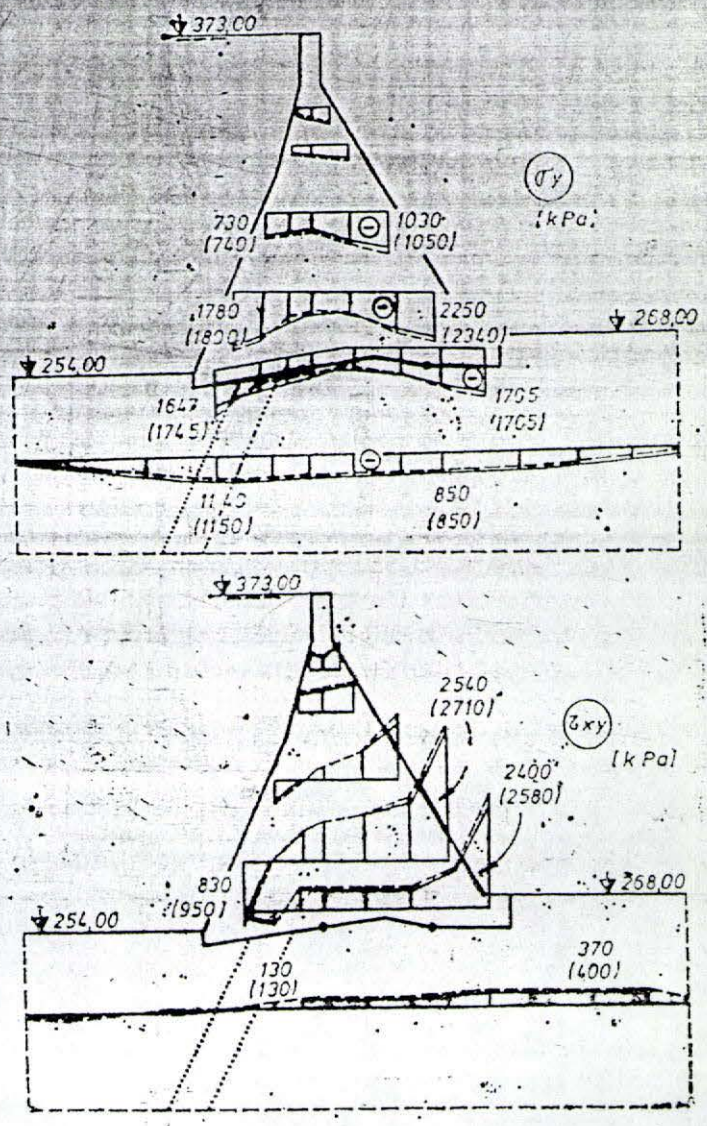


Fig. 4.44 — Diagrame de eforturi verticale efective (σ_y) și eforturi tangențiale (τ_{xy}) în ipoteza lac plin în sistemul baraj-teren de fundare cu voal înclinat cu 30°, cu drenaj (linie continuă și fără drenaj (linia întreruptă); (—) (compresiuni).

de efectul $f\sigma$ (f — coeficient de frecare statică, σ — efort de compresiune în punctul respectiv normal pe direcția efortului τ).

Singurul criteriu pentru departajarea variantelor rămîne efortul efectiv orizontal (σ_x) (fig. 4.45). La baza barajului în elementele din aval de voal apar eforturi σ_x de întindere. Eforturile σ_x maxime ating în această zonă 2,5 (5,0) daN/cm² pentru voal la 0°, 3,0 (5,5) daN/cm² pentru voal la 15° și 4,0 (6,5) daN/cm² pentru voal la 30°. În paranteze sînt valorile eforturilor în ipoteza fără rețea de drenaj.

În zona din terenul de fundare penetrată de voalul de etanșare eforturile verticale și orizontale sînt compresiuni în toate variantele (la eforturile reprezentate în figurile 4.44 și 4.45 se adaugă eforturile litostatice). În zona de contact a voalului cu barajul, în elementul finit din beton situat imediat deasupra voalului apar eforturi orizontale efective de întindere de 2,0 (4,0) daN/cm² pentru voal la 0°, 2,5 (4.5) daN/cm² pentru voal la 15° și 3,5 (5,0) daN/cm² pentru voal la 30°. În paranteze sînt valorile eforturilor în ipoteza fără rețea de drenaj.

În zona din terenul de fundare situată imediat în amonte de baraj apar eforturi orizontale efective de întindere din încărcările datorate construcției,

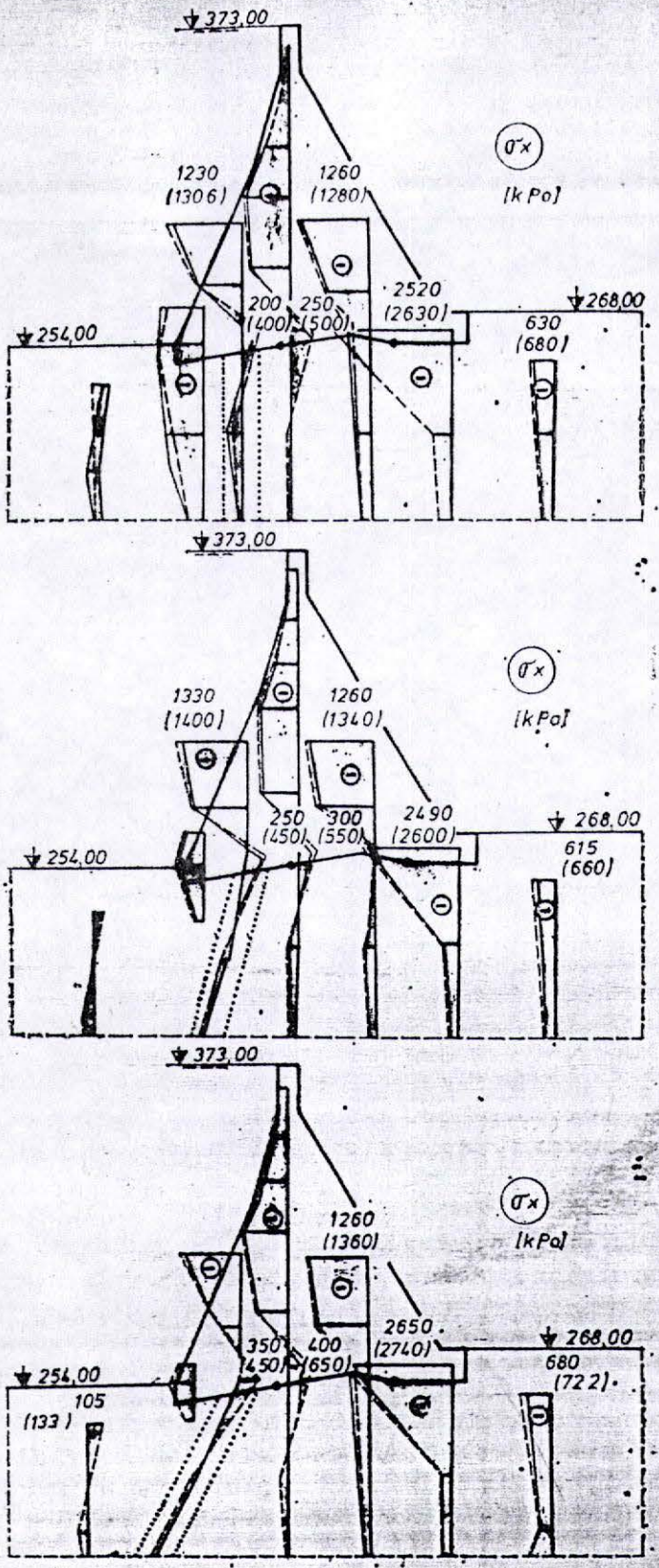


Fig. 4.45 — Diagrame de eforturi orizontale efective (σ_y) ipoteza lac plin în variantele cu voal înclinat cu 0°, 15° și 30°, cu drenaj (linie continuă) și fără drenaj (linie întreruptă); (—) compresiuni.

dar ele sînt în mare măsură atenuate și eliminate de eforturile orizontale de compresiune litostatice.

În baza datelor prezentate și ținînd cont că o înclinare spre amonte a voalului dă o orientare avantajoasă forțelor din infiltrație pentru stabilitatea pachetelor de rocă din terenul de fundare, este recomandabil ca unghiul voalului cu verticala să se situeze în limitele 0°...15°.

4.5. ÎNCĂRCĂRI PE BARAJE DE BETON

Clasificarea și grupările încărcărilor. Clasificarea încărcărilor și grupările lor se prezintă în conformitate cu reglementările actuale din țara noastră [31]. Încărcările au intensități normate stabilite prin reglementări (STAS 10100/0-75, PE 729/89). Pentru verificarea siguranței barajelor în ipotezele cele mai defavorabile, încărcările normate se multiplică cu coeficienți de corecție stabiliți pe baze probabilistice.

În funcție de durată și de frecvența de apariție, încărcările se clasifică în: permanente (P), temporare-cvasipermanente de lungă durată (C), temporare variabile de scurtă durată (V) și excepționale (E).

Încărcările permanente (P) se aplică în mod continuu cu o intensitate practic constantă în timp. În această categorie se încadrează: greutatea proprie a barajului, greutatea lesturilor pentru asigurarea stabilității, forțele din precomprimări, eforturile inițiale la închiderea rosturilor.

Încărcările temporare-cvasipermanente de lungă durată (C) se aplică pe durate lungi sau în mod frecvent și variază în timp sau se aplică cu intermitență. În anumite intervale de timp aceste încărcări (acțiuni) pot să lipsească. Din această categorie fac parte încărcări ca: presiunea hidrostatică din amonte, aval la nivelurile normale, presiunea apei de infiltrație (inclusiv subpresiunea pe talpa barajului), împingerea activă a pământului (din colmatarea lacului), acțiunea variațiilor climatice de temperatură, încărcările din echipamente mobile și demontabile (stavile, vane), efectele unor deformații împiedicate (contracția, umflarea betonului combinate cu curgerea lentă), deplasări diferențiate ale terenului de fundare fără deranjarea structurii lui, efectele deformării versanților la umplerea lacului.

Încărcările temporare-variabile de scurtă durată (V) se aplică pe intervale scurte sau pot lipsi pe intervale lungi de timp, iar intensitatea lor variază sensibil în timp. Din această categorie fac parte încărcări ca: presiunea hidrostatică pentru nivelul maxim din bieful amonte în condiții normale de exploatare a barajului, presiunea hidrodinamică asupra deversorului în cazul evacuării apelor mari, împingerea gheții pentru grosimea medie multianuală, presiunea valurilor determinată pentru viteza medie multianuală a vîntului.

Încărcările excepționale apar foarte rar, eventual nu apar niciodată în viața barajului la intensități semnificative. Ele se iau în considerație numai în cazul grupărilor de încărcări speciale și fără a se suprapune, respectiv într-o grupare se include o singură încărcare excepțională. În această

categorie se încadrează: presiunea hidrostatică și hidrodinamică pentru nivelul maxim din bieful amonte în condiții speciale de exploatare, presiunea apei de infiltrație (inclusiv subpresiunea pe talpa barajului) în cazul nefuncționării normale a lucrărilor de etanșare și drenaj, acțiunea seismică, efectul variațiilor climatice excepționale de temperatură și altele.

Pentru verificarea siguranței barajelor se fac grupări (combinații) din încărcările menționate mai înainte. Ele trebuie să cuprindă cele mai nefavorabile combinații de încărcări, practic posibile. Grupările de încărcări au în vedere distinct diversele perioade din viața barajului: execuție, exploatare, revizii și reparații. Intensitatea încărcărilor (acțiunilor) pentru aceste perioade trebuie stabilită pe baza condițiilor concrete în perioada respectivă.

După reglementările din România [31] grupările de încărcări se împart în două categorii principale: fundamentale și speciale.

Grupările fundamentale sînt alcătuite din: încărcări permanente (P), încărcări temporare cvasipermanente de lungă durată (C) a căror acțiune simultană este posibilă și încărcări temporare variabile de scurtă durată (V) a căror acțiune simultană cu cele cvasipermenante este posibilă.

Grupările speciale sînt alcătuite din: încărcări peramanente (P), încărcări temporare cvasipermanente de lungă durată (C), încărcări temporare variabile de scurtă durată (V), o singură încărcare excepțională (E).

Reglementările Burec (SUA) stabilesc următoarele tipuri de combinații de încărcări [14]:

— uzuale, caracteristice cazului cu lacul plin la nivelul retenției normale și cuprinzînd: încărcările moarte (permanente), presiunea hidrostatică amonte, subpresiunea, presiunea aluviunilor, a gheții și a apei din aval; dacă se consideră acțiunea variațiilor de temperatură se include cazul temperaturilor uzuale minime;

— neuzuale, cuprinzînd: presiunea hidrostatică pentru nivelul maxim al retenției, încărcările moarte corespunzătoare, subpresiunea, presiunea aluviunilor, acțiunea temperaturilor minime dacă este cazul, presiunea apei din aval;

— excepționale, cuprinzînd combinația de încărcări uzuale la care se adaugă efectele cutremurului maxim credibil.

Reglementările americane acordă libertate proiectantului de baraje de a forma și alte grupări de încărcări individualizate pentru fiecare proiect.

Un punct de vedere asemănător este exprimat și de Comisia pentru proiectarea și analiza barajelor din cadrul ICOLD [16]. Comisia recomandă stabilirea unor grupări de încărcări în condiții normale și respectiv, în condiții extreme.

Greutatea proprie și alte încărcări permanente. Greutatea proprie are un rol esențial în asigurarea stabilității la alunecare a barajelor de greutate și cu contraforți și conduce la stări de eforturi relativ importante în cazul barajelor arcuite. Greutatea volumetrică a betonului (γ_b) depinde de următorii parametri principali: greutatea specifică a agregatelor și a cimentului, dozajul de ciment, raportul apă/ciment, cantitatea de agregate care revin unui m^3 de beton, starea de saturare cu apă a porilor betonului etc.

Greutatea volumetrică a betonului pentru baraje importante se stabilește prin determinări directe în laborator. Pe baza prelucrării statistice a

rezultatelor se obțin valoarea medie (X_m) și coeficientul de variație (c_v) al greutății volumetrice a betonului. După cum se știe valoarea medie (X_m) reprezintă media aritmetică a unui șir de valori, iar coeficientul de variație (c_v) raportul între abaterea medie pătratică (σ) și media aritmetică a șirului de valori.

Relațiile de calcul sînt următoarele:

$$X_m = \frac{\sum_1^n X_i}{n} \qquad c_v = \frac{\sigma}{X_m} \tag{4.36}$$

unde

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_1^n (X_i - X_m)^2}{n-1}} \qquad \text{pentru } n \leqslant 30$$

sau

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_1^n (X_i - X_m)^2}{n}} \qquad \text{pentru } n > 30$$

unde n reprezintă numărul de determinări care se prelucrează statistic.

Coeficientul de variație este un indicator sintetic adimensional a împărțirii statistice a valorilor din șir, deci în cazul analizat un indicator global al calității betonului. Valori ale lui c_v cuprinse între 0,001...0,008 sînt pe deplin satisfăcătoare.

În lipsa determinărilor experimentale valorile preliminare ale greutăților volumetrice a betonului care se pot folosi în calcule au fost prezentate (v.4.2). Conform unor recomandări recente [31] pentru betoane simple vibrate cu agregate cu granula maximă de 30 mm se poate considera γ =24,0.. 24,5 kN/m^3 iar la cele cu agregate cu granula maximă de 120 mm 25,0... 25,5 kN/m^3.

Greutatea proprie este o încărcare care apare treptat pe măsura execuției barajului. Totodată sistemul static al barajului pe perioada execuției poate fi diferit de cel din perioada de exploatare (de exemplu, cazul barajelor arcuite cu rosturi deschise în perioada execuției care se injectează înainte de intrarea barajului în exploatare). În terenul de fundare există o stare inițială de eforturi (litostatică); cu ocazia excavațiilor se produce o decomprimare a terenului iar pe măsura execuției barajului o reîncărcare. În aceste condiții aplicarea instantanee a întregii greutăți proprii în sistemul static final de exploatare al barajului poate conduce la rezultate eronate.

În capitolul 3 s-a descris metodologia de calcul prin elemente finite a eforturilor din greutatea proprie urmărind secvențele de execuție. Aplicarea metodologiei se recomandă în cazurile cînd în perioada execuției barajului apar decalaje mari pe înălțime între ploturi, la barajele prevăzute cu rosturi longitudinale definitive și mai ales în cazul barajelor arcuite la care eforturile sînt direct dependente de programul de betonare, injectare rosturi.

În figura 4.46 se prezintă pentru exemplificare, eforturile verticale din greutatea proprie pe fundația barajului cu contraforți Gura Rîului (H =

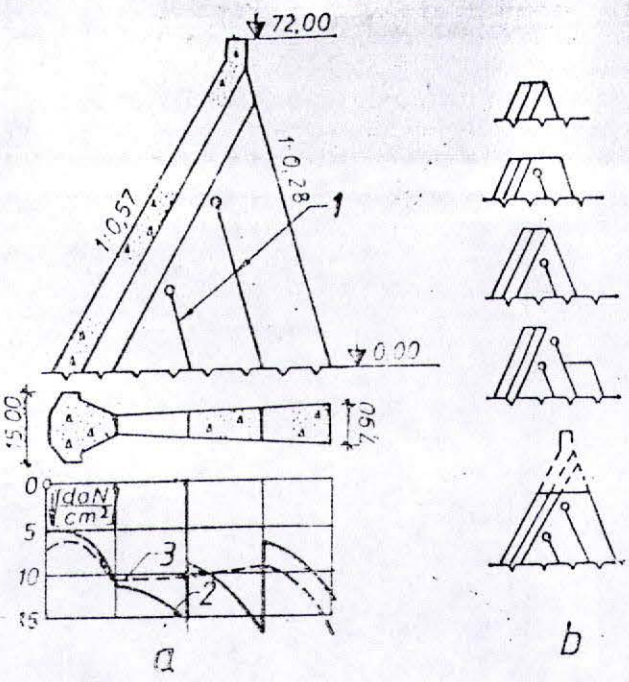


Fig. 4.46 — Barajul Gura Riului — eforturi verticale pe fundație din greutate proprie: *a* — secțiune tip; *b* — secvențe de execuție; *1* — rosturi permanente de contracție; *2* — eforturi verticale în ipoteza aplicării secvențiale a greutății proprii; *3* — idem în ipoteza aplicării instantanee.

= 72,00 m) calculate prin aplicare instantanee și secvențială [32]. Se evidențiază discontinuitățile și concentrările de eforturi induse de rosturile longitudinale active ale barajului. Peste starea de eforturi din greutatea proprie se suprapun eforturile din celelalte încărcări.

Greutatea proprie în cazul barajelor arcuite construite din ploturi independente cu rosturi lărgite se transmite numai după verticală. În cazul barajelor arcuite moderne cu formă plonjantă spre aval, greutatea proprie contribuie la închiderea rosturilor de contracție încă din perioada construcției și are tendințe de transmitere tridimensională. O situație similară apare cînd în timpul betonării barajului se procedează la injectarea cîmpurilor inferioare, zona injectată devenind monolită.

Raportul L_c/H (unde L_c reprezintă lungimea corzii la coronament iar H — înălțimea barajului) influențează în mare măsură modul de preluare a greutății proprii a barajelor arcuite. În figura 4.47 se ilustrează influența raportului L_c/H asupra stării de eforturi induse de greutatea proprie aplicată pe ploturi independente (σ_i), pe structură monolită (σ_c) și pe ploturi independente conlucrînd spațial (σ_f) [33]. σ_i, σ_c, σ_f sînt eforturile unitare verticale la piciorul amonte al barajului în secțiunea maestră și respectiv pentru un plot pe versant. S-au considerat trei baraje de aceiași înălțime înscrise în văi cu deschideri diferite. Se constată că pentru $L_c/H < 1{,}5$ se poate adopta ipoteza structurii monolite, iar pentru $L_c/H > 3{,}5$ cea a ploturilor independente. Pentru rapoarte $1{,}5 < L_c/H < 3{,}5$ se recomandă urmărirea prin calcul a programului de execuție prevăzut.

Alte încărcări permanente pot fi constituite din lesturi sau forțe de precomprimare care contribuie la asigurarea stabilității barajului. Avînd în vedere efectul favorabil al acestor încărcări, în calcule se vor considera valorile minime ale parametrilor care le descriu (greutatea volumetrică a lesturilor, forța de precomprimare/ml etc.).

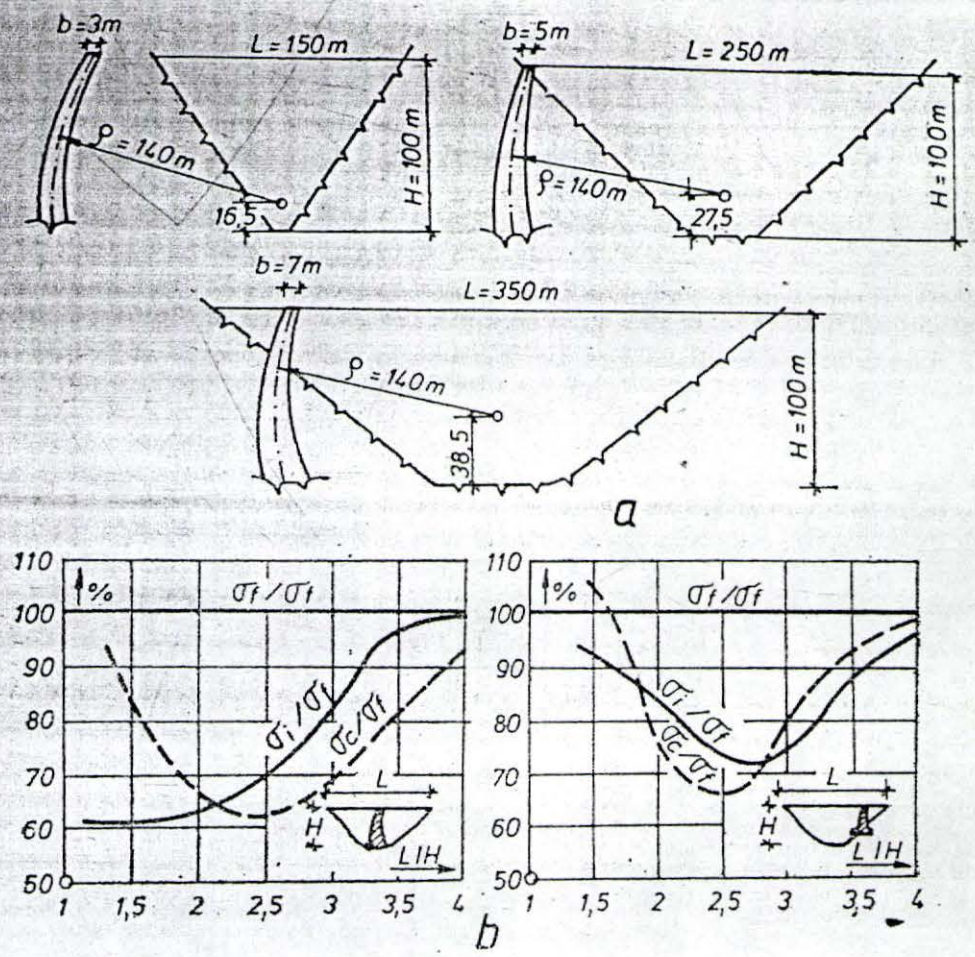


Fig. 4.47 — Influența deschiderii văii asupra repartiției eforturilor verticale din greutatea proprie a barajelor arcuite: *a* — baraje analizate, *b* — diagrame de eforturi verticale relative din greutatea proprie; σ_i — ipoteza ploturilor independente, σ_c — ipoteza structurii monolite, σ_f — ipoteza ploturi independente cu conlucrare spațială; ● — punctul la care se referă diagramele.

Încărcări din apă. Încărcările din apă (din bieful amonte, din infiltrațiile prin terenul de fundare sau corpul barajului, din bieful aval) constituie solicitarea principală care acționează asupra barajelor. Ele acționează normal pe suprafața de aplicare.

În paragraful 4.4 s-a prezentat modul de evaluare a efectelor mecanice ale apelor de infiltrație. Tensorul presiunii apei interstițiale sau din pori este sferic. Presiunea apelor de infiltrație pe conturul subteran al barajului considerat etanș se denumește uzual subpresiune. Conturul subteran al, barajului este o linie de curent. Subpresiunea, ca orice presiune hidraulică acționează normal pe suprafața de aplicare.

Presiunea hidrostatică (p_z) acționînd asupra paramentelor barajului variază liniar cu adîncimea:

$$p_z = \gamma z \tag{4.37}$$

unde γ este greutatea specifică a apei considerată frecvent egală cu 10 kN/m³ și mai rar cu 10,5 kN/m³ [16]; z — adîncimea punctului față de planul oglinzii apei.

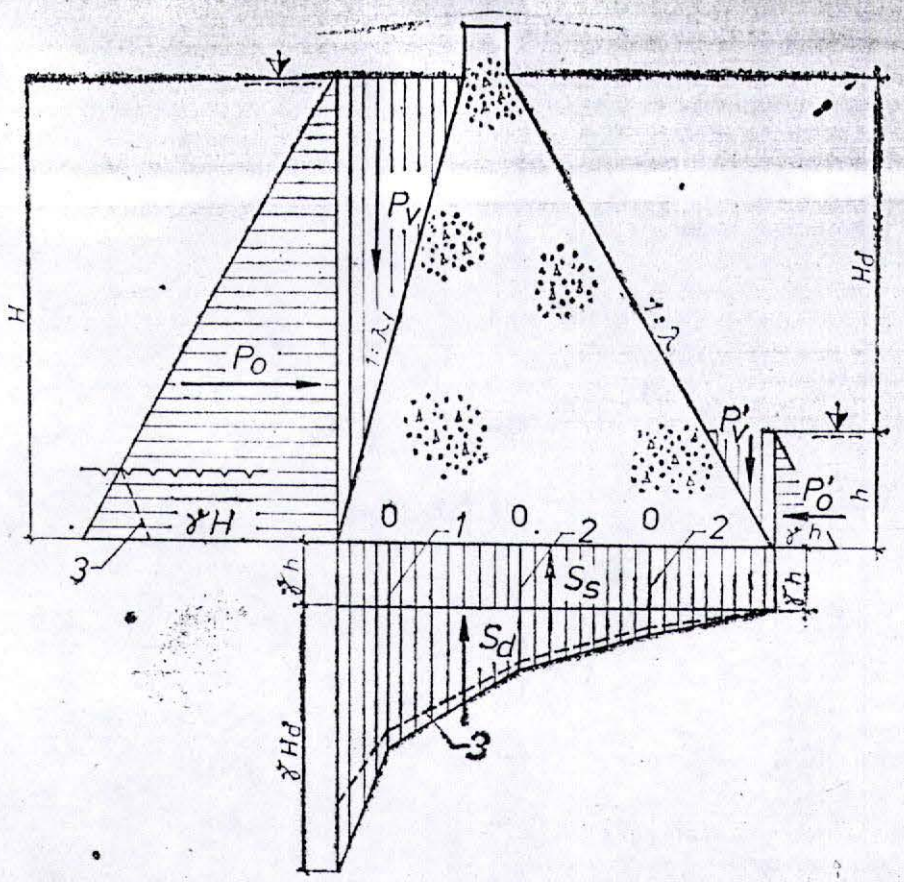


Fig. 4.48 — Schema încărcărilor din apă în secțiunea transversală a unui baraj de greutate: *1* — linia voalului de etanșare; *2* — linii drenuri; *3* — presiuni reale considerînd pierderile efective prin infiltrații în medii stîncoase fisurate.

În cazul unui baraj cu paramente înclinate încărcarea hidrostatică se exprimă prin componentele ei orizontale și verticale (fig. 4.48);

— componenta orizontală amonte $P_0 = \frac{1}{2}\gamma H^2$

$$\text{aval} \quad P'_0 = \frac{1}{2}\gamma h^2 \tag{4.38}$$

— componenta verticală amonte $P_v = \frac{1}{2}\gamma \lambda_1 H^2$

$$\text{aval} \quad P'_v = \frac{1}{2}\gamma\lambda h^2$$

unde λ_1 și λ sînt înclinările față de verticală ale paramentului amonte și respectiv aval.

Subpresiunea se poate descompune în două componente: statică și dinamică (fig. 4.48). Subpresiunea statică (S_s) depinde de nivelul apei din bieful aval, valoarea ei în orice punct fiind egală cu înălțimea coloanei de

apă din punctul respectiv pînă la nivelul apei din bieful aval. Subpresiunea dinamică (S_d) corespunde nivelului liniei piezometrice în punctul considerat de pe talpa barajului, măsurat de la nivelul apei din bieful aval.

Diagrama de subpresiuni pe talpa barajului se poate determina direct din spectrul hidrodinamic al curgerii prin terenul de fundare. Procedeele de determinare a spectrului pot fi matematice (elemente finite, diferențe finite, transformări conforme) sau fizice (analogie reoelectrică). În fazele preliminare de proiectare a barajelor sau pentru lucrări de importanță mai redusă, diagrama de subpresiuni pe talpa barajului se stabilește direct prin normative. Coeficienții pe baza cărora se stabilește diagrama de subpresiuni depind în principal de măsurile de etanșare și drenare a terenului de fundare, de natura, gradul de fisurare și de permeabilitate a terenului de fundare, de adîncimea de încastrare în teren, de înălțimea barajului etc.

Diagrama de subpresiune, în acord cu reglementările din România [31] se trasează pe baza presiunilor din punctele caracteristice (p_s) evaluate cu relația (fig. 4.49):

$$p_s = \gamma H_s + m_i \gamma H_d \tag{4.39}$$

în care: H_s este înălțimea coloanei de apă din punctul respectiv pînă la cota biefului aval; H_d — diferența de nivel dintre bieful amonte și bieful aval; m_i — coeficienți de subpresiune în punctele caracteristice.

Punctele caracteristice și notarea coeficienților de subpresiune sînt următoarele: piciorul amonte (m_{am}), ecranul de etanșare (m_0), primul șir de drenuri (m_1), al doilea șir de drenuri (m_2), piciorul aval al barajului (m_{av} în general egal cu zero).

În tabelul 4.13 sînt prezentate după [31] coeficienții de subpresiune pentru baraje importante cu $H > 50$ m fundate pe roci fisurate puțin permeabile. În cazul barajelor de importanță mai redusă coeficienții din tabelul 4.13 se pot reduce cu maximum 15%.

În figura 4.49 sînt ilustrate diagramele de subpresiuni evaluate în acord cu aceleași reglementări.

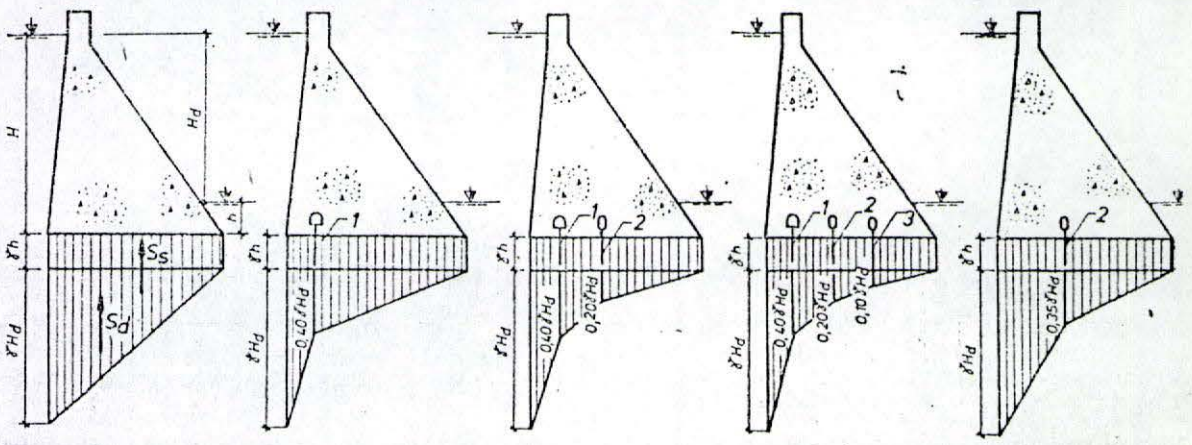


Fig. 4.49 — Diagrame de subpresiuni pentru condiții normale de funcționare a elementelor de etanșare și drenaj, pe baraje importante cu înălțimi $H > 50$ m conform reglementărilor din România [31]: *1* — linia voalului de etanșare; *2* — linia primului rînd de drenuri; *3* — linia celui de al doilea rînd de drenuri.

Tabelul 4.13

Tipul barajului Măsurile de etanșare și drenaj	Coeficienți de subpresiune				
	m_{am}	m_0	m_1	m_2	m_{av}
1. Baraje de greutate și alte construcții hidro masive din beton care creează retenții:					
— fără ecran de etanșare și fără drenuri;	1,00	—	—	—	0,00
— cu un singur rînd de drenuri;	1,00	—	0,35* 0,50	—	0,00
— cu ecran de etanșare;	1,00	0,40* 0,60	—	—	0,00
— cu ecran de etanșare și un rînd de drenuri;	1,00	0,40* 0,60	0,20* 0,30	—	0,00
— cu ecran de etanșare și două rînduri de drenuri.	1,00	0,40* 0,60	0,20* 0,35	0,10* 0,15	0,00
2. Baraje de greutate cu rosturi lărgite sau cu contraforți:					
— cu ecran de etanșare	1,00	0,40* 0,60	—	—	0,00**
3. Baraje arcuite:					
— cu ecran de etanșare și un rînd de drenuri	1,00	0,40* 0,60	0,20* 0,35	—	0,00

*) Valorile de la numărător corespund ipotezei de funcționare normală a ecranului și drenurilor ; valorile de la numitor corespund ipotezei de deterioare a ecranului sau colmatării drenurilor (situație excepțională) ;

**) Coeficientul de subpresiune de la piciorul aval al ciupercii.

În figura 4.50 se prezintă comparativ diagramele de subpresiuni înregistrate și considerate în calcul pentru două mari baraje: Izvorul Muntelui din România și Shasta din S.U.A. Se menționează că la ambele baraje s-a utilizat drenajul forțat (prin pompare) care a diminuat foarte mult mărimea subpresiunilor.

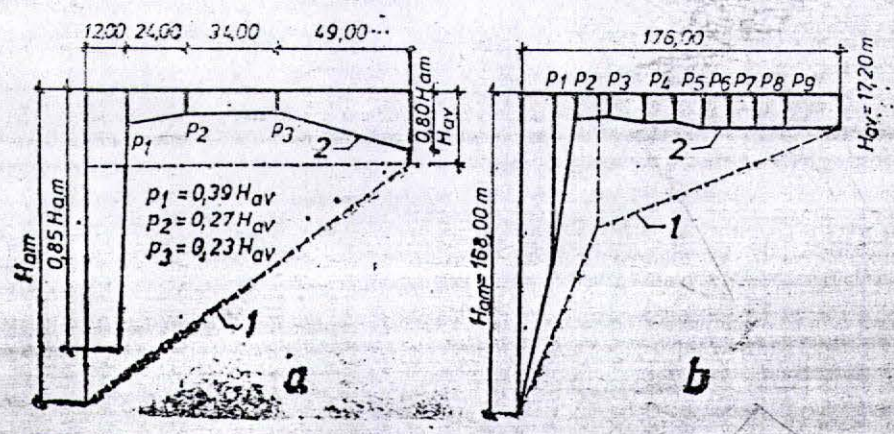


Fig. 4.50 — Diagrame de subpresiuni considerate în calcul și măsurate la barajele de greutate: *a* — Izvorul Muntelui — Bicaz; *b* — Shasta; *1* — diagrame considerate în calcule; *2* — diagrame măsurate.

Diagramele de subpresiuni se corelează direct cu nivelurile apei în biefurile amonte și aval. Funcție de aceste niveluri presiunile hidrostatice pe paramente și subpresiunile pot fi încărcări temporare cvasipermanente de lungă durată (*C*), temporare variabile de scurtă durată (*V*) sau excepționale (*E*). La aceste presiuni se pot adăuga după caz și presiunile datorate infiltrației apei prin corpul barajului: din rosturi, din fisuri sau din porii betonului.

În general presiunile hidrostatice pe paramente se consideră acționînd la valori integrale pînă la piciorul amonte (aval) al barajului, iar subpresiunea numai pe talpa fundației. În calculul barajelor arcuite de obicei se neglijează influența subpresiunii. În cazul barajelor de înălțimi reduse se poate considera că presiunea hidrostatică acționează numai pînă la nivelul terenului în care este încastrată structura. Sub această cotă presiunea hidrostatică se reduce în corelație cu pierderile de sarcină prin infiltrațiile pe linia de curent de-a lungul conturului subteran al barajului.

În cazul evacuării apei din bieful amonte peste profilele deversante ale barajului se manifestă presiunea hidrodinamică (fig. 4.51). Datorită vitezei de acces pe deversor, v, se produce o coborîre $h_v = \frac{v^2}{2g}$ a nivelului în lac în zona deversorului față de nivelul din zona nedeversantă, marcat cu linia 1—8 în figura 4.51. Diagrama presiunilor hidrodinamice în momentul deversării urmărește conturul *5—4—3—2*, dar în calcule în mod obișnuit se consideră conturul *3—7—5—2*.

În zona deversorului, aval de creastă, apar presiuni/depresiuni pe suprafața paramentului care depind de caracteristicile și de forma deversorului. Ele se pot determina prin încercări pe modele sau calcule numerice prin elemente finite (vezi capitolul 6, vol. 2).

Presiunea aluviunilor. Aluviunile care se depun în lacurile de acumulare datorită vitezelor reduse de circulație a apei constituie o încărcare temporară cvasipermanentă de lungă durată. Efectul lor asupra paramentului amonte al barajului se calculează cu formulele împingerii active a pămîntului, conform teoriei echilibrului limită a maselor de pămînt.

Aluviunile în fața barajelor se depun în general în mod uniform, în straturi orizontale. Presiunea lor (p_{al}) pe un baraj cu parament amonte aproape vertical se determină cu relația:

$$p_{al} = \gamma'_{al}\, y\, \mathrm{tg}^2(45 - \varphi/2) \qquad (4.40)$$

în care: $\gamma'_{al} = \gamma_{al} - \gamma(1 - n)$ este greutatea volumetrică a aluviunilor în

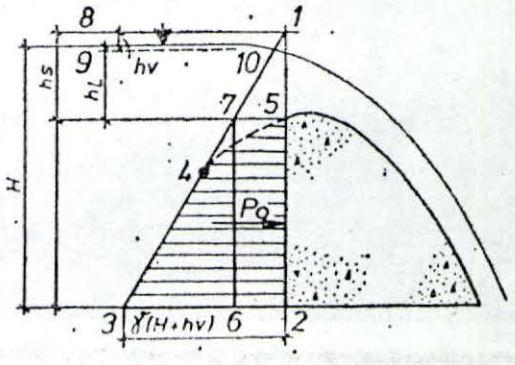


Fig. 4.51 — Schemă pentru determinarea presiunilor hidrodinamice în cazul unui profil deversant.

apă (obișnuit 9...13 kN/m³); γ_{al} — greutatea volumetrică a aluviunilor în stare uscată; n — porozitatea (0,10 ... 0,30); y — adîncimea punctului de pe paramentul barajului măsurată de la nivelul superior al aluviunilor; φ — unghiul de frecare interioară a aluviunilor în stare saturată cu apă.

În cazul depunerilor neconsolidate, din materiale fine, argiloase, situație caracteristică lacurilor adînci, unghiul de frecare interioară a depunerilor se apropie de 0, iar relația (4.40) devine:

$$p_{al} = \gamma'_{al} \cdot y \tag{4.41}$$

Grosimea depunerilor în lac se stabilește pe bază de calcule de prognoză a colmatării lacului. În aceste calcule se are în vedere durata de viață a barajului și măsurile de decolmatare a lacului prevăzute în proiect.

Considerarea împingerii pasive a pămîntului acționînd cu sens spre amonte asupra paramentului aval al barajului este imprudentă deoarece ea ar apărea numai în cazul unor deplasări spre aval nepermis de mari ale barajului. În cazul unor straturi de aluviuni de grosimi neglijabile în zona paramentului aval al barajului se pot considera relațiile împingerii pămîntului în stare de repaus. Spre exemplu, în problema stării de deformație plane, împingerea pămîntului în stare de repaus asupra unei structuri rigide cu parament vertical se determină cu relația:

$$p_{al} = \gamma'_{al}\, y \frac{\mu}{1-\mu} \tag{4.42}$$

în care μ este coeficientul Poisson, iar nivelul apei în aval s-a considerat cel puțin la cota superioară a aluviunilor.

Presiunea valurilor. Valurile se formează datorită acțiunii prelungite a vîntului (circa 6 ore) în lacurile de acumulare, în canale sau pe cursurile de apă. Valurile pe lîngă efectul de eroziune a suprafețelor cu care vin în contact produc încărcări pulsatorii (presiuni-depresiuni) orientate perpendicular pe paramentul amonte al barajelor care se suprapun peste presiunile hidrostatice. Aceste încărcări sînt relativ puțin importante pentru barajele înalte, dar importanța lor crește pentru barajele de înălțimi mai mici sau pentru calculul stavilelor de coronament.

Presiunea valurilor este o încărcare temporară variabilă (V) dacă se determină pentru viteza medie multianuală a vîntului și o încărcare excepțională (E) dacă se determină pentru viteza maximă multianuală a vîntului.

În figura 4.52 sînt ilustrate mărimile caracteristice și de calcul ale valurilor. În continuare referirile se vor face numai pentru lacurile de adîncime mare $H \geqslant 0{,}5\lambda_v$ (unde H este adîncimea lacului și λ_v lungimea de undă a valului).

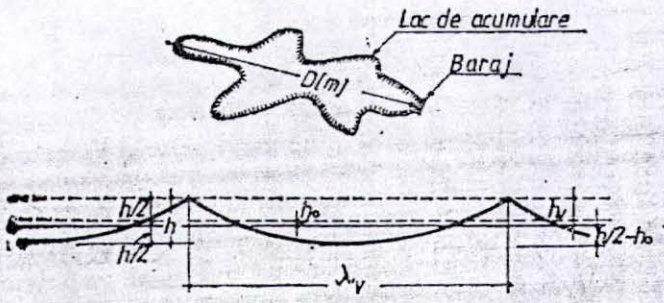


Fig. 4.52 — Mărimi caracteristice și de calcul ale valurilor.

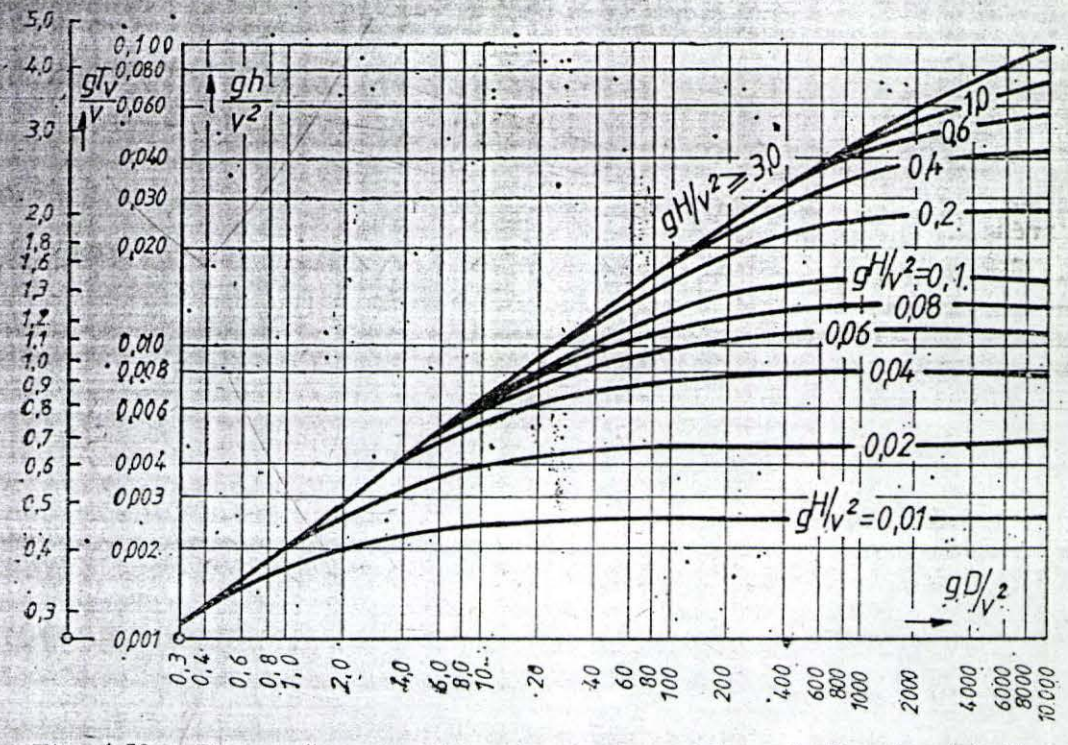


Fig. 4.53 — Diagramă pentru determinarea elementelor valurilor de vînt din lacurile de acumulare.

Înălțimea medie a valului (h) și perioada lui medie (T_v) se determină conform diagramei din figura 4.53. Astfel parametrii gh/v^2 și gT_v/v (h în m, T_v în secunde) se determină în funcție de gD/v^2 și gh/v^2 (unde v este viteza vîntului, în m/s; D — lungimea liberă de bătaie a vîntului la oglinda apei în m (fetch); H — adîncimea lacului în zona de calcul a înălțimii valului în m; g — accelerația gravitației, m/s²).

Lungimea de undă medie a valului (λ_v) se determină funcție de perioada medie a valului (T_v) cu relația:

$$\lambda_v = g\frac{T_v^2}{2\pi} = 1{,}56\ T_v^2 \tag{4.41}$$

Supraînălțarea liniei medii a valului față de nivelul normal al oglinzii apei liniștite (h_0) se determină cu relația:

$$h_0 = 2 \cdot 10^{-6}\frac{v^2 D}{gH}\cos\alpha\ [\text{m}] \tag{4.42}$$

unde α este unghiul format între axul longitudinal al lacului și direcția vîntului, celelalte notații find explicitate mai înainte.

În privința caracteristicilor vîntului, ele se stabilesc prin prelucrări statistice a măsurătorilor din amplasament întinse pe o durată de minimum 25 de ani.

Viteza de calcul a vîntului, în relațiile de mai înainte, se ia la înălțimea de 10 m deasupra nivelului apei și se determină cu formula:

$$v = k_z \cdot v_z \tag{4.43}$$

în care: v_z este viteza vîntului măsurată la înălțimea z, iar coeficientul de corecție $k_z = 1{,}1$ cînd $z = 5$ m; 1,0 cînd $z = 10$ m și 0,9 cînd $z \geqslant 20$ m. Pentru valori intermediare ale lui z, coeficientul k_z se poate calcula prin interpolare liniară.

În acord cu reglementările din România la stabilirea elementelor valului (înălțimea medie, perioada medie, lungimea de undă medie, supraînălțarea liniei medii a valului) descrise mai înainte asigurările de calcul ale vitezei vîntului se aleg în funcție de clasa de importanță a construcției astfel: $p = 2\%$ pentru construcții de clasa I și II ($p = 1\%$ numai în cazuri speciale, justificate) și $p = 4\%$ pentru construcții de clasa III și IV.

Înălțimea medie a valului cu asigurarea de calcul $p\%$ ($\bar{h}_{p\%}$) se determină cu formula:

$$\bar{h}_{p\%} = k_i h \tag{4.44}$$

unde coeficientul k_i se determină din diagramă (fig. 4.54) în funcție de raportul gD/v^2.

Supraînălțarea medie a crestei valului deasupa nivelului de calcul al apei liniștite (h_v) cu asigurarea $p\%$ se determină în funcție de înălțimea medie a valului avînd aceeași asigurare $\bar{h}_{p\%}$ și perioada medie a valului T_v. Acceptînd că $H > 0{,}5\lambda_v$, se utilizează diagrama din figura 4.55, în care se reprezintă corelația între $h_{v\,p\%}/\bar{h}_{p\%}$ și $\bar{h}_{p\%}/gT_v^2$.

În zona paramentului amonte al barajului se produc periodic în timp supraînălțări, respectiv coborîri ale nivelului liber al valurilor (η), care se pot determina cu următoarea relație aplicabilă pentru paramente verticale (fig. 4.56):

$$\eta(t) = -h\cos\frac{2\pi t}{T_v} - \frac{\pi h}{\lambda_v}\operatorname{cth}\frac{2\pi H}{\lambda_v}\cos^2\frac{2\pi t}{T_v} \tag{4.45}$$

Relația (4.45) servește pentru determinarea supraînălțării maxime ($h_{s_1\,max}$) și coborîrii maxime ($h_{i\,max}$) a nivelului liber al valului la parament față de nivelul apei liniștite. De asemenea interesează supraînălțarea suprafeței libere a valului (η_{cr}) pentru care încărcările din val pe parament sînt maxime. Această situație se obține atunci cînd:

$$\cos\frac{2\pi t}{T_v} = \frac{\lambda_v}{\pi h\left(\dfrac{8\pi H}{\lambda_v} - 3\right)} \tag{4.46}$$

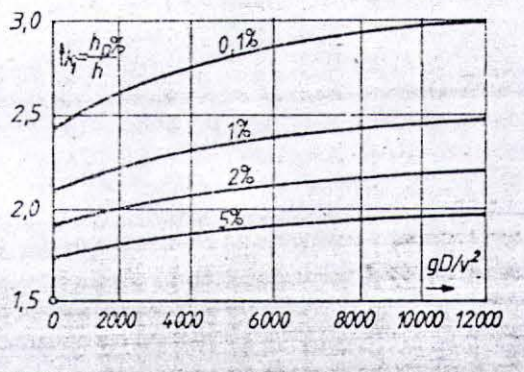


Fig. 4.54 — Diagramă pentru determinarea înălțimii valului cu asigurarea $p\%$.

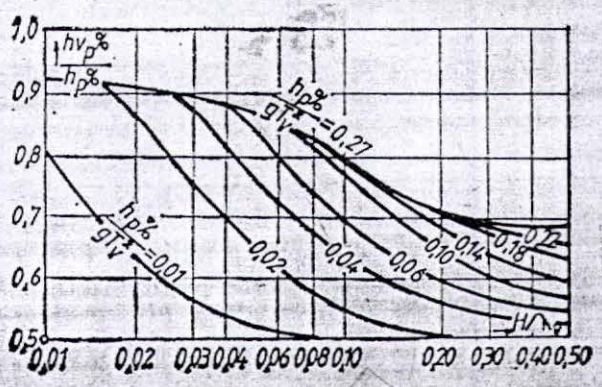


Fig. 4.55 — Diagramă pentru determinarea supraînălțării medii a crestei valului cu asigurarea $p\%$ deasupra nivelului apei liniștite.

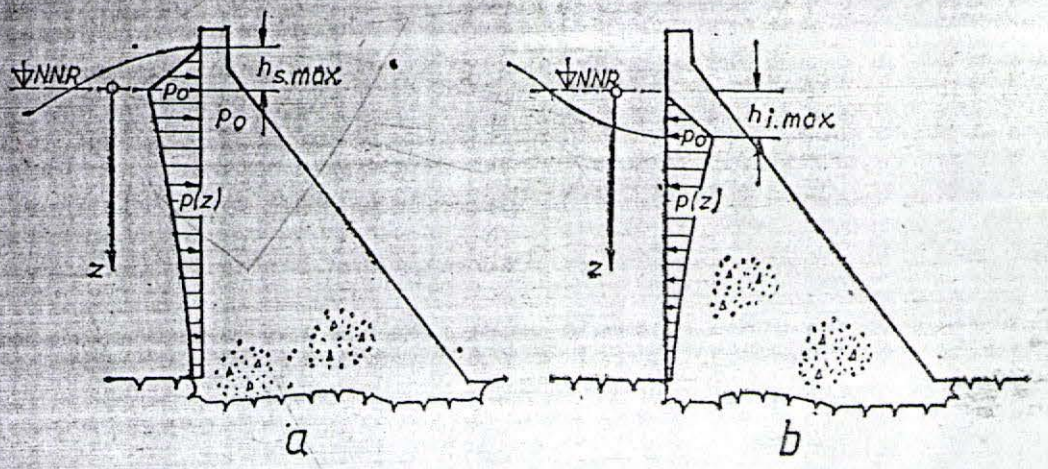


Fig. 4.56 — Diagrame de presiuni (depresiuni) din valuri pe baraje cu parament amonte vertical: *a* — faza de compresiuni; *b* — faza de depresiuni.

Presiunile din val sub cota oglinzii apei liniștite din lac sau sub cota suprafeței libere a valului cînd acesta se află sub cota oglinzii apei liniștite se pot determina cu relația (fig. 4.56):

$$p(z) = \gamma h e^{\frac{2\pi z}{\lambda_v}} \cos\frac{2\pi t}{T_v} - \gamma\frac{\pi h^2}{\lambda_v} e^{\frac{-4\pi z}{\lambda_v}} \cos^2\frac{2\pi t}{T_v} - \gamma\frac{\pi h^2}{\lambda_v}\left(1 - e^{\frac{-4\pi z}{\lambda_v}}\right)$$

$$\cos\frac{4\pi t}{T_v} - \gamma\frac{2\pi^2 h^3}{\lambda_v^2} e^{\frac{-6\pi z}{\lambda_v}} \cos\frac{4\pi t}{T_v}\cos\frac{2\pi t}{T_v} \qquad (4.47)$$

Cînd cota suprafeței libere a valului se află deasupra cotei oglinzii apei liniștite, presiunile din val sînt pozitive și se determină cu expresiile (fig. 4.56):

$$p(\eta) = 0 \qquad \text{pentru } z = \eta$$
$$p_0 = p(z) \qquad \text{pentru } z = 0 \qquad (4.48)$$

Cînd cota suprafeței libere a valului se află sub cota oglinzii apei liniștite, încărcările din val sînt depresiuni (presiuni negative) și se determină cu expresiile (fig. 4.56):

$$p_0 = 0 \qquad \text{pentru } z = 0$$
$$p(\eta) = p(z) \qquad \text{pentru } \eta = z \qquad (4.49)$$

Relațiile (4.47), (4.48), (4.49) se folosesc pentru calculul presiunilor din val în diverse puncte pe paramentul amonte al barajului și la momente caracteristice.

Prin integrarea diagramelor astfel obținute se determină forțele pulsatorii din valuri care solicită barajul.

Presiunea gheții. Acțiunea gheții asupra barajelor și construcțiilor hidrotehnice în general se manifestă sub următoarele forme:

— împingerea statică datorită împiedicării dilatării termice a stratului de gheață la creșteri rapide ale temperaturii aerului;

— împingerea dinamică a sloiurilor de gheață tîrîte de vînt;

— împingerea statică din îngrămădirea cîmpului de gheață în plutire sub acțiunea curentului de apă și vîntului;

— acțiunea gheții prinse de elemente structurale din construcție și supusă variațiilor de nivel în lacul de acumulare.

Presiunea gheții constituie o încărcare temporară variabilă de scurtă durată (V) cînd se calculează pentru grosimea medie multianuală a stratului de gheață și o încărcare excepțională (E) cînd în calcul se consideră grosimea maximă multianuală.

Împingerea statică a gheții datorită împiedicării dilatării ei termice depinde de creșterea temperaturii gheții, grosimea stratului de gheață, coeficientul de dilatare termică, modulul de elasticitate și rezistența gheții [14]. După reglementările din România presiunea pe 1 ml (p_{st} în kN/ml), în cazul cînd salinitatea gheții este mai mică de 2‰, se determină cu relația [31]:

$$p_{st} = h_{g\,max}\, k(0{,}05 + 11 \cdot 10^{-5} \cdot \nu_{ta}\eta\varphi) \tag{4.50}$$

în care h_{gmax} este grosimea maximă a stratului de gheață, m; k — un coeficient care modelează influența lungimii podului de gheață (L) și anume $k = 1{,}0$ pentru $L \leqslant 50$ m, 0,8 pentru $L = 50$ m, 0,6 pentru $L \geqslant 150$ m; ν_{ta} — gradientul maxim de creștere a temperaturii aerului, în °C/h într-un interval de timp de maximum 6 ore; η — coeficient de vîscozitate a gheții care se determină cu relațiile:

$$\begin{aligned} \eta &= (3{,}3 - 0{,}28t_i + 0{,}083\, t_i^2)10^2 \text{ pentru } t_i \geqslant -20°C \\ \eta &= (3{,}3 - 1{,}85\, t_i)10^2 \quad \text{pentru } t_i < -20°C \end{aligned} \tag{4.51}$$

în care t_i este temperatura gheții, °C; φ — coeficient subunitar (0,2 ... 0,8) care depinde de grosimea stratului de gheață și de efectele acoperirii lui eventuale cu un strat de zăpadă.

În calcule preliminare, presiunea statică a gheții, pentru condițiile din România, se poate admite între 70...150 kN ml.

Împingerea dinamică a sloiurilor de gheață tîrîte de vînt este dependentă de dimensiunile și forma suprafeței expuse, de rugozitatea suprafeței, de direcția și viteza vîntului [14]. Conform reglementărilor din România, împingerea dinamică a gheții asupra construcțiilor hidrotehnice cu parament vertical se evaluează cu cele două relații prezentate în continuare, din rezultatele obținute adoptîndu-se valoarea cea mai mică:

— cazul strivirii gheții:

$$P_{g,str} = 0{,}07 \cdot v \cdot h_g \sqrt{A \cdot R_c} \tag{4.52}$$

— cazul opririi sloiului de paramentul barajului:

$$P_{g,comp} = 0{,}50 \cdot R_c \cdot b \cdot h_g \text{ [MN]} \tag{4.53}$$

În relațiile (4.52) și (4.53) v reprezintă viteza sloiului de gheață, m/s (3% din viteza vîntului cu probabilitatea de 1% în perioada cu sloiuri de gheață, dar nu mai mare de 1 m/s); h_g și b — grosimea și lățimea sloiului, m (sau lățimea frontală a suprafeței lovite dacă lățimea sloiului este comparativ mai mare); A — suprafața sloiului determinată pe baza observațiilor în natură, m²; R_c — rezistența normată la compresiune a gheții, în MPa,

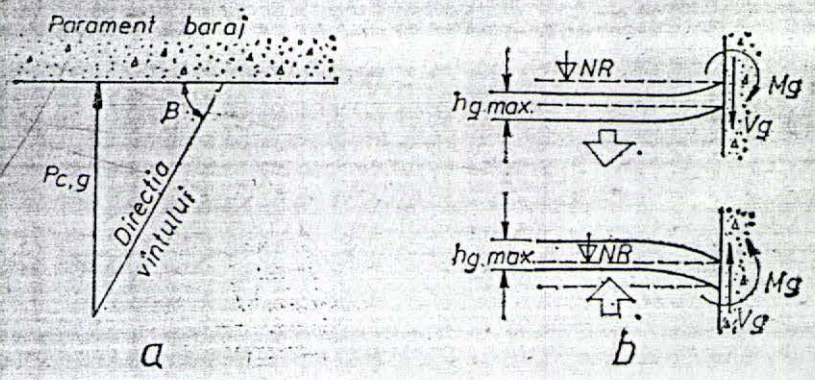


Fig. 4.57 — Încărcări din ghiață pe paramentul barajelor produse de: *a* — îngrămădirea cîmpului de ghiață în plutire; *b* — coborîrea (ridicarea) nivelului apei în lacul înghețat.

care pentru salinitatea gheții între 1 și 2‰ și temperatura medie zilnică a aerului între —30°C și 0°C se poate considera de 1,35...0,40 MPa.

Împingerea statică asupra paramentului barajului din îngrămădirea cîmpului de gheață în plutire (P_{cg}), pentru lacuri de acumulare în care viteza apei este mai mică de 1 m/s se poate evalua cu relația (fig. 4.57, *a*):

$$P_{cg} = 0{,}2 \cdot 10^{-4} w^2 \Omega \sin\beta \quad [\text{kN}] \qquad (4.54)$$

în care: w este viteza maximă a vîntului cu asigurarea de 1%, m/s; Ω — suprafața cîmpului de gheață, m²; β — unghiul dintre direcția dominantă a vîntului și frontul construcției.

În figura 4.57, *b* se prezintă schema încărcărilor pe paramentul barajului produse de variația nivelului apei în lacul înghețat. Relații pentru calculul forțelor verticale și momentelor încovoietoare care acționează asupra barajului se pot găsi în literatura de specialitate [31].

Acțiunea variațiilor de temperatură. Variațiile de temperatură ale mediului ambiant generează eforturi suplimentare în corpul barajelor monolite, în special al barajelor arcuite, la care sînt împiedicate deformațiile libere induse de variațiile termice. Rosturile de dilatare permit deformarea liberă sau limitată numai pe anumite direcții ale construcțiilor hidrotehnice și reduc eforturile termice potențiale.

Acțiunea variațiilor de temperatură este temporară cvasipermanentă de lungă durată (C) dacă în calcul se consideră variațiile de temperatură pentru anul cu amplitudinea medie de variație a temperaturilor medii lunare. Ea devine excepțională (E) dacă se consideră anul cu amplitudine maximă de variație a temperaturilor medii lunare [31].

Determinarea cîmpului termic de calcul se face în două etape: evaluarea variațiilor de temperatură ale mediului ambiant (aer, apă) și evaluarea distribuției temperaturilor induse în corpul barajului de temperaturile mediului ambiant cu evidențierea celor mai defavorabile situații pentru structură.

În figura 4.58 se prezintă pentru două mari baraje din România prelucrările statistice pe mai mulți ani ale variațiilor temperaturilor medii lunare ale aerului și apei din lac. Se constată caracterul armonic cu perioada de un an a variațiilor de temperatură în aer și în lac. Apa lacului urmărește cu o anumită întîrziere variațiile de temperatură din aer cu amplitudini ale oscilațiilor care scad în adîncime. La o adîncime în lac de circa 60 m, temperatura apei se menține constantă și egală cu circa 4,5°C. În cazul bara-

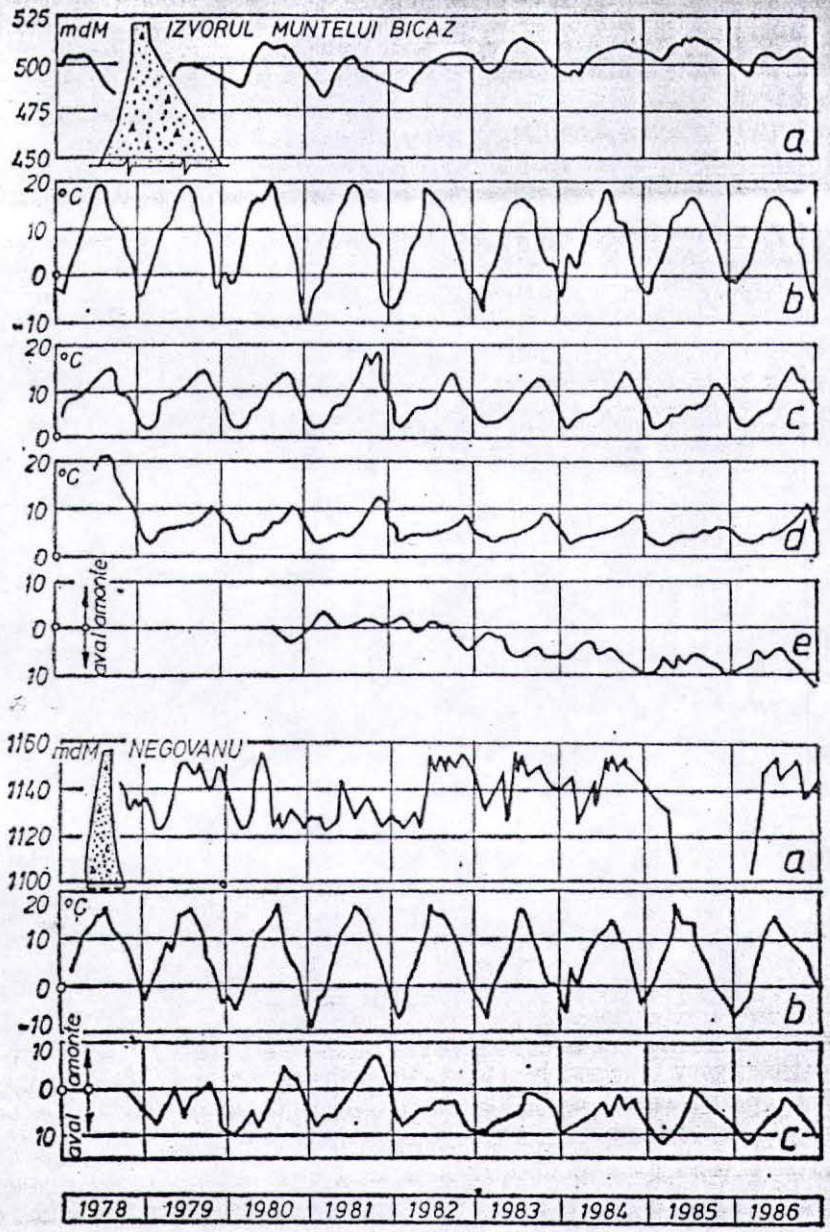


Fig. 4.58 — Variații tipice ale nivelului apei în lac, temperaturii apei și aerului și deplasărilor la coronament în secțiunea centrală la două mari baraje din România: *a* — nivelul în lac; *b* — temperatura aerului; *c* — temperatura apei la 20 m sub nivelul oglinzii apei; *d* — temperatura apei la 30 m sub nivelul oglinzii apei; *e* — deplasări ale coronamentului.

julul arcuit Vidraru se mai poate constata că deplasările coronamentului se corelează cu variațiile de temperatură și mai puțin cu nivelul apei în lac [23].

Variația pe durata unui an a temperaturilor medii lunare a aerului $\theta_a(t)$ se determină cu relația (fig. 4.59):

$$\theta_a(t) = \bar{\theta}_a + A_a \cos\frac{2\pi t}{T} \quad [°C] \tag{4.55}$$

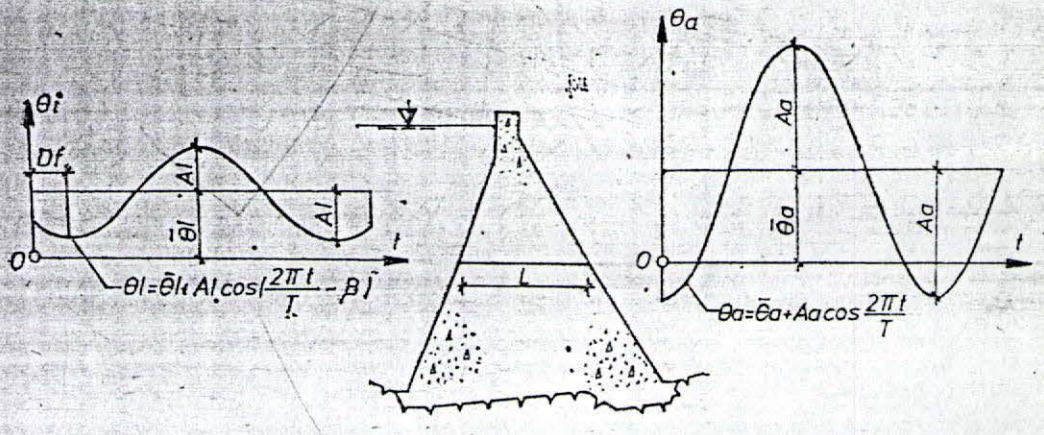


Fig. 4.59 — Secțiunea unui baraj solicitat la paramente de variațiile de temperatură în apă și în aer.

în care $\bar{\theta}_a$ are semnificația temperaturii medii anuale a aerului și se poate evalua cu relația;

$$\bar{\theta}_a = \frac{\theta_{VII} + \theta_1}{2} \tag{4.56}$$

unde θ_{VII}, θ_1 sînt temperaturile medii ale lunii celei mai călduroase și respectiv celei mai friguroase, °C;

A_a — are semnificația amplitudinii oscilațiilor în aer și se evaluează cu relația:

$$A_a = \frac{\theta_{VII} - \theta_1}{2} \tag{4.57}$$

t — timpul începînd de la mijlocul lunii iulie pînă în momentul de calcul considerat, ore;

T — durata în ore a unui an (8 760 ore).

În România $\bar{\theta}_a$ se poate considera între (5...10)°C iar A_a între (12...15)°C [6].

Variația anuală a temperaturilor medii lunare a apei din lac $\theta_l(t)$ într-un punct la adincimea z în m față de oglinda apei se determină cu relația (nevalabilă în ipoteza $z \geqslant 60$ m cînd temperatura apei este constantă și egală cu 4,5°C):

$$\theta_l(t) = \frac{3}{40} z + \left(1 - \frac{z}{60}\right) \frac{\theta_{VII}}{2} \left[1 + \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{z}{240}\right)\right] \tag{4.58}$$

Relația (4.58) este o formă particularizată a unei relații mai generale de forma:

$$\theta_l(t) = \bar{\theta}_l + A_l \cos\left(\frac{2\pi t}{T} - \beta\right) \tag{4.59}$$

unde θ_l are semnificația temperaturii medii anuale în lac; A_l — amplitudinea oscilațiilor în lac; β — defazajul (întîrzierea) oscilațiilor din lac față de cele din aer. În general defazajul se neglijează, calculele cu neglijarea defazajului fiind acoperitoare.

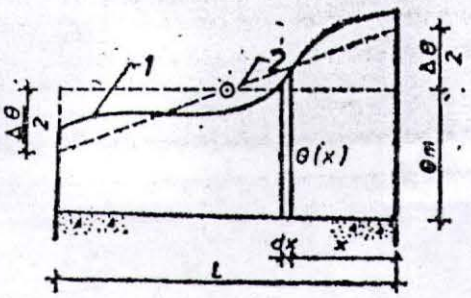


Fig. 4.60 — Echivalarea cîmpului termic într-o secțiune de grosime L: *1* — distribuție reală *2* — distribuție liniară echivalentă.

Cîmpul termic într-un masiv de beton solicitat de variații de temperatură la paramente se determină prin integrarea ecuației conducției de tip Fourier (vezi relația 4.3). În calculele practice distribuția reală a cîmpului termic $\theta(x,t)$ se echivalează cu o temperatură medie θ_m și o diferență de temperatură $\Delta\theta$ între fețele amonte și aval (fig. 4.60).

Temperatura medie θ_m la un moment oarecare de timp se obține din egalitatea suprafețelor diagramei reale și echivalente. Relația de calcul are aspectul:

$$\theta_m = \frac{A_a + A_l}{2\mu L}\sqrt{\frac{2(ch\mu L - \cos\mu L)}{ch\mu L + \cos\mu L}} + \frac{\overline{\theta}_a + \overline{\theta}_l}{2} \qquad (4.60)$$

unde $\mu = \sqrt{\frac{\pi}{aT}}$; a — coeficientul de difuzibilitate al betonului.

Valoarea maximă a lui θ_m se obține la momentul t_1 cînd se îndeplinește condiția:

$$\frac{2\pi t_1}{T} = \operatorname{arc\,tg}\frac{\operatorname{sh}\mu L - \sin\mu L}{\operatorname{sh}\mu L + \sin\mu L} \qquad (4.61)$$

Diferența de temperatură $\Delta\theta$ se determină din condiția de egalitate a momentelor statice în raport cu axa mediană a secțiunii, a diagramei reale și respectiv a celei echivalente. Ea se determină cu relația:

$$\Delta\theta = \frac{3\,(A_a - A)_l}{\mu}\sqrt{\left(\frac{sh\,\mu L - \sin\mu L}{ch\,\mu L - \cos\mu L}\right)^2 + \left(\frac{sh\,\mu L - \sin\mu L}{ch\,\mu L - \cos\mu L} - \frac{2}{\mu L}\right)^2} + (\overline{\theta}_a - \overline{\theta}_l) \qquad (4.62)$$

Valoarea maximă a lui $\Delta\theta$ se produce la momentul t_2 cînd se îndeplinește condiția:

$$\omega t_2 = \operatorname{arc\,tg}\frac{\mu L(sh\mu L + \sin\mu L) - 2(ch\,\mu L - \cos\mu L)}{\mu 1(sh\mu L - \sin\mu L)} \qquad (4.63)$$

Deoarece momentele de timp t_1 și t_2 sînt diferite, în calcule se consideră valoarea lui $\Delta\theta$ de la momentul t_1 la care temperatura medie θ_m este maximă sau se procedează la pesimizarea temperaturilor de calcul [6].

Temperaturile efective de calcul (T_c, ΔT_c) trebuie raportate la temperatura de injectare (închidere a rosturilor, θ_{ir}). Relațiile de calcul au aspectul:

$$T_c = \theta_m - \theta_{ir}$$
$$\Delta T_c = \Delta\theta \qquad (4.64)$$

Contracția și umflarea betonului se pot asimila cu o scădere uniformă de temperatură, respectiv cu o creștere uniformă de temperatură. Cînd barajul se construiește fără rosturi care să atenueze efectele contracției, scăderea echivalentă de temperatură se ia în mod convențional de (3...5) °C. Efectele umflării, fiind favorabile, de obicei nu se iau în considerare [6].

Acțiunea seismică. Acțiunea seismică asupra barajelor este un fenomen complex de interacțiune structură-lichid — teren de fundare [34, 35]. Analize și elemente de calcul mai precise ale acțiunii seismice pe baraje se prezintă în volumul 2, cap. 7. În continuare se dau numai cîteva date generale și simplificate.

Încărcările seismice sînt încărcări excepționale care se includ numai în cadrul grupărilor speciale. În cazul barajelor, încărcările pulsatorii rezultate din acțiunea cutremurelor sînt de două categorii:

— forțe de inerție din masa construcției;

— forțe hidrodinamice orientate perpendicular pe paramentul amonte al barajului, datorate undelor de presiune din lac.

Determinarea încărcărilcr seismice necesită parcurgerea a două etape:

— stabilirea caracteristicilor cutremurului de calcul;

— evaluarea încărcărilor seismice sau direct a răspunsului seismic al structurii.

Parametrii de bază care caracterizează acțiunile seismice sînt: accelerația maximă (c) (exprimată și prin coeficientul de intensitate seismică $a = c/g$, (unde g este accelerația gravitației), perioada dominantă, durata oscilațiilor, conținutul de frecvențe.

În calculul construcțiilor hidrotehnice se au în vedere în mod obișnuit două nivele de acțiuni seismice:

— cutremurul de proiectare (DBE — design basic earthquake), un cutremur avînd probabilitatea de apariție în amplasament de circa 1...2 ori pe durata de viață a construcției și care se consideră în calculele de dimensionare a barajului;

— cutremurul maxim credibil (MCE — maximum credible earthquake), care corespunde cutremurului maxim posibil din amplasament sau avînd frecvența de apariție o dată la 500...1 000 de ani și care se consideră în calculele de verificări ale barajului.

Barajele trebuie să suporte fără avarii acțiunea cutremurului de proiectare. Ele pot suferi unele avarii la acțiunea cutremurului maxim credibil dar care să nu afecteze siguranța lor generală.

Un parametru global de caracterizare a intensității mișcărilor seismice într-un amplasament este gradul de intensitate seismică a amplasamentului evaluat după scări de măsură a intensității seismice (MM — Mercalli modificată, MSK — Medvedev, Sponheur, Karnik etc). În România gradul de in-

Tabelul 4.14

Gradul de protecție antiseismică a construcției hidrotehnice pe scara MSK	Coeficientul de intensitate seismică, a
6	0,07
6 1/2	0,09
7	0,12
7 1/2	0,16
8	0,20
8 1/2	0,26
9	0,32

tensitate seismică al amplasamentului se stabilește pe baza prevederilor din STAS 11100/1/77 „Zonarea seismică. Macrozonarea teritoriului României". Pentru baraje de importanță deosebită se fac studii speciale asupra seismicității amplasamentnini. Gradul de protecție antiseismică a unui baraj se corelează cu gradul de intensitate seismică a amplasamentului, în mod uzual cele două mărimi fiind identice. La barajele de importanță deosebită gradul de protecție antiseismică poate fi cu 1/2 sau 1 grad mai mare decît gradul de intensitate seismică. În tabelul 4.14 se prezintă coeficienții de intensitate seismică de calcul (a) în funcție de gradul de protecție antiseismică a construcției hidrotehnice.

În principiu acțiunea seismică poate să acționeze pe toate cele trei direcții în spațiu (două direcții rectangulare în plan orizontal și direcția verticală) mai ales în amplasamentele situate în vecinătatea focarelor seismice. În amplasamentele situate la distanțe suficient de mari de focarele seismice, în mod uzual se consideră numai componenta orizontală amonte-aval în cazul barajelor de greutate și componentele orizontală amonte-aval și perpendiculară pe vale în cazul barajelor arcuite și cu contraforți.

În figura 4.61 sînt ilustrate încărcările seismice din masa proprie și din undele de presiune din lac, produse de un cutremur orizontal pe un baraj de greutate.

Forța totală de inerție din masa barajului (F_i) se poate determina prin integrarea pe înălțime a forțelor inerțiale elementare de la diverse niveluri sau în mod simplificat:

$$F_i = M_b\, c_b = \frac{G_b}{g}\, c_b = G_b\, a_b \qquad (4.65)$$

nnde M_b și G_b reprezintă masa și respectiv greutatea barajului; c_b, a_b — accelerația de răspuns, respectiv coeficientul de intensitate seismică din centrul de greutate al secțiunii.

Parametrii c_b, a_b pot fi determinați dnpă metodele din dinamica structurilor (analiză spectrală, integrare numerică directă) sau în calculele preliminare pot fi considerați identici cu valorile lor de la nivelul fundației (metoda pseudostatică).

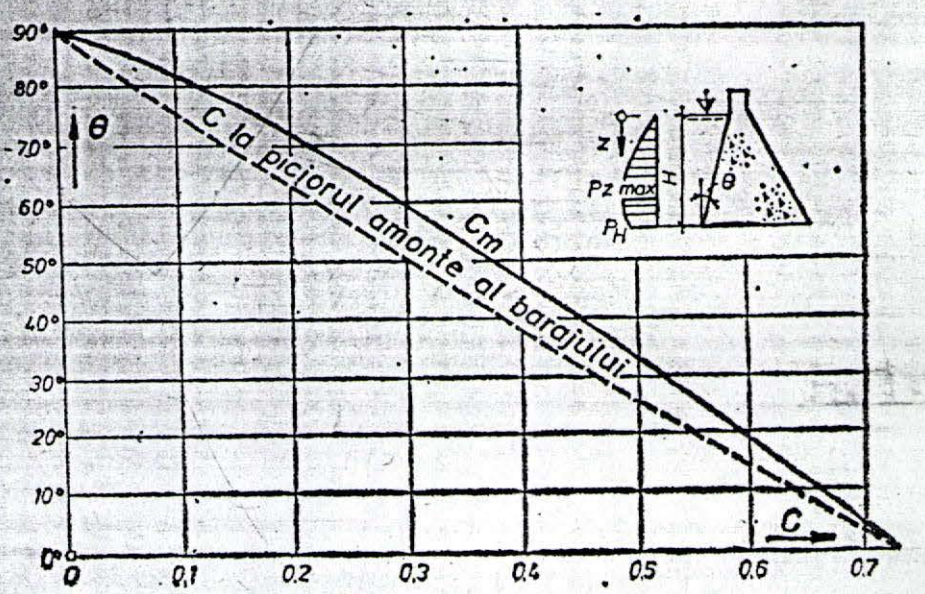


Fig. 4.61 — Evaluarea presiunilor hidrodinamice pe paramente înclinate ale barajelor, din cutremure orizontale.

Presiunile hidrodinamice pot fi evaluate cu clasicele relații *Westergaard* sau *Zangar* [6]. Dnpă Zangar presiunile hidrodinamice (p_z), aplicate perpendicular pe paramentul barajului, se calculează cu relațiile:

$$p_z = Ca\gamma H$$

$$C = \frac{C_m}{2}\left[\frac{z}{H}\left(2 - \frac{z}{H}\right) + \sqrt{\frac{z}{H}\left(2 - \frac{z}{H}\right)}\right] \qquad (4.66)$$

în care: coeficientul adimensional C_m se determină din diagrama din figura 4.61 în funcție de panta paramentuini amonte, corespunzînd cu valcarea maximă a lui C pentrn o pantă dată; z — adîncimea punctului în care se calculează presiunea hidrodinamică; H — adîncimea lacului; a — coeficientul de intensitate seismică.

În cazul barajelor arcuite presiunile hidrodinamice orientate normal pe suprafața de aplicare generate de un cutremur orizontal simetric și respectiv antisimetric pe baraj sînt ilustrate în figura 4.62. Într-un punct situat la adîncimea z față de suprafața oglinzii apei, presiunea hidrodinamică (p_z) poate fi evaluată cu relațiile:

— pentru cutremur orizontal simetric $p_z = a\gamma t = a\gamma\ 7/8\ \sqrt{Hz}$

— pentru cutremur orizontal antisimetric $p_z = a\gamma t = a\gamma\sqrt{Hz\frac{2x}{L}}$ (4.67)

în care: H este adîncimea maximă a lacului; L — lungimea arcului de la adîncimea z; x — distanța de la cheia arcului la punctul considerat.

Pe baza presiunilor hidrodinamice se determină masele adiționale de apă și care atașate maselor proprii ale barajului conduc la descrierea aproximativă a răspunsului seismic considerînd interacțiunea structură-lac. (Această metodologie se prezintă în volumul 2, cap. 7).

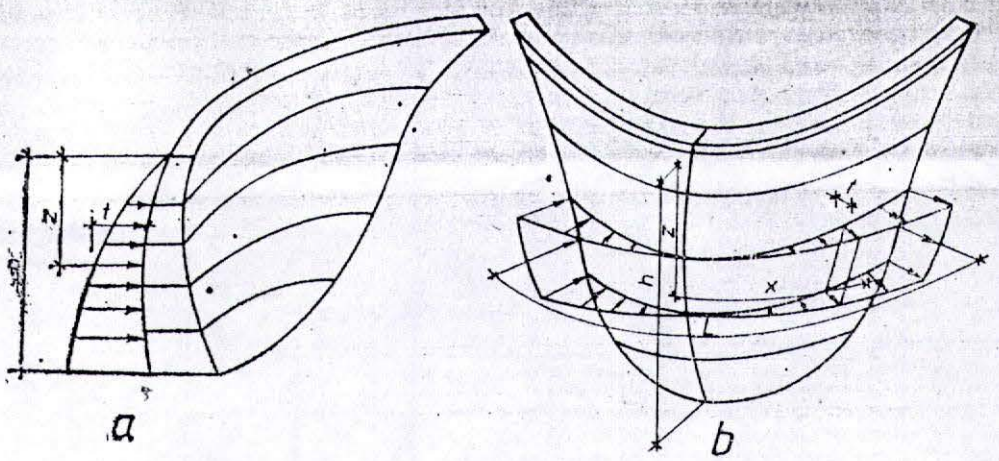


Fig. 4.62 — Presiuni hidrodinamice provocate de cutremure orizontale pe baraje arcuite: *a* — cutremur simetric (amonte aval); *b* — cutremur antisimetric (transversal pe vale).

4.6. BARAJE DE GREUTATE. ELEMENTE CONSTRUCTIVE ȘI TEHNOLOGICE

Profile caracteristice. Alcătuirea constructivă. Tipurile barajelor de greutate moderne au fost prezentate în figura 4.10. Forma profilelor transversale este în marea majoritate a cazurilor triunghiulară. În figura 4.63 sînt redate profilele transversale ale unor baraje de greutate reprezentative. [36, 87].

Forma profilelor transversale a barajelor de greutate prezintă caracteristici ca:

— paramentul aval face unghi cu verticala mai mare decît paramentul amonte;

— în unele cazuri, paramentul amonte sau amîndouă paramentele prezintă frîngeri;

— raportul între lățimea la bază B și înălțimea barajului H, $\lambda = B/H$, are valori cuprinse între 0,75 și 0,85;

— lățimea la coronament variază în mod obișnuit între 5,00 și 9,00 m;

— profilele pot fi amenajate fără dificultăți ca profile deversante prin înscrierea în profil la cota nivelului normal de retenție a unui deversor.

Elementele constructive tipice ale unui baraj de greutate sînt ilustrate în figura 4.64. Corpul barajului se fragmentează prin rosturi transversale de contracție în blocuri sau ploturi. Prin această dispoziție constructivă se reduce pericolul de fisurare a betonului datorită fenomenelor de contracție și de deformații diferențiate ale terenului de fundare. Ploturile se execută din corpuri geometrice cu înălțimea de 1...2,5 m, care se betonează neîntrerupt într-o singură etapă, denumite lamele.

Linia orizontală, situată la mijlocul coronamentului, care leagă cei doi versanți este axul barajului. În general axul unui baraj de greutate este rectiliniu dar există excepții.

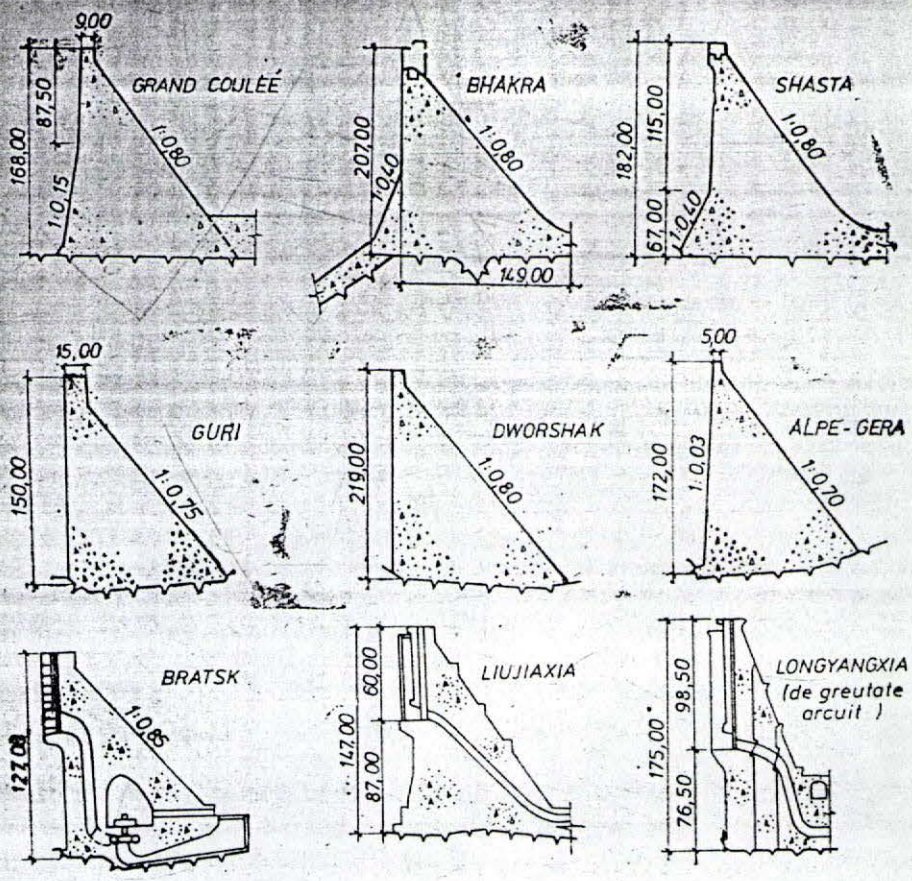


Fig. 4.63 — Exemple de profile transversale ale unor baraje de greutate.

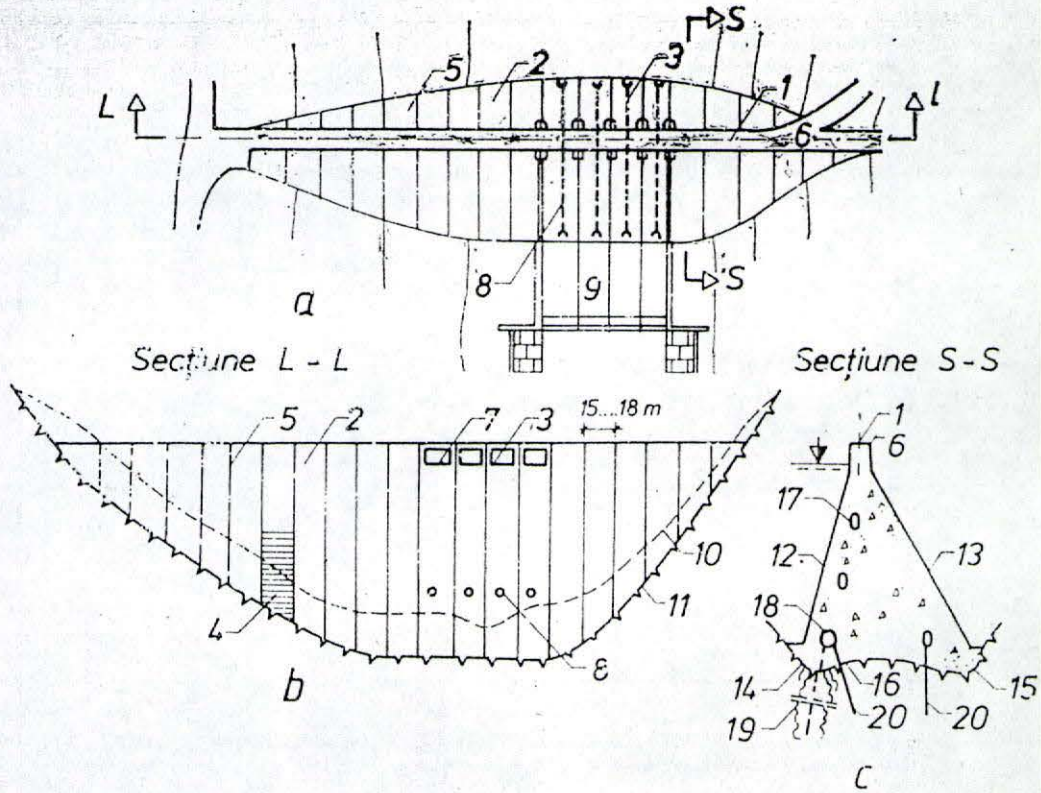


Fig. 4.64 — Elemente constructive tipice la un baraj de greutate: *a* — plan de situație; *b* — secțiune longitudinală prin axul barajului; *c* — secțiune transversală; *1* — ax baraj; *2* — plot nedeversant; *3* — plot deversant; *4* — lamelă; *5* — rost de contracție etanșat; *6* — coronament; *7* — deversor; *8* — golire de fund; *9* — lucrări de disipare a energiei; *10* — linie teren natural; *11* — linie fundație; *12* — parament amonte; *14* — picior amonte; *15* — picior aval; *16* — talpă de fundație; *17* — galerie de vizitare; *18* — galerie de vizitare, injecții, drenaj; *19* — voal de etanșare; 20 — rețea de drenaj.

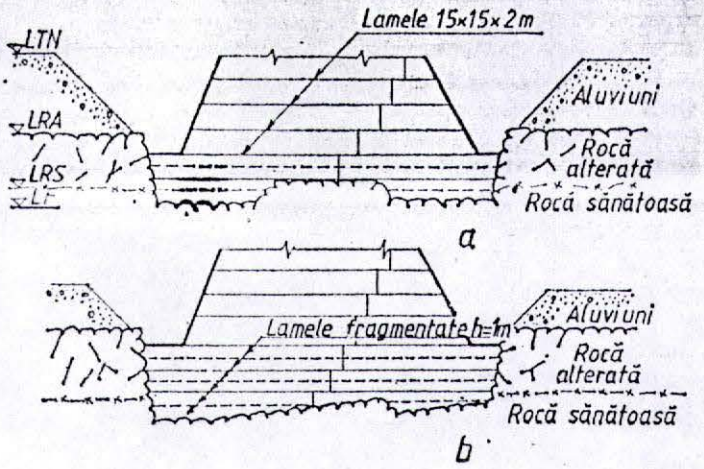


Fig. 4.65 — Alcătuirea barajelor de greutate în secțiune transversală: *a* — cu pinteni amonte și aval; *b* — cu fundație înclinată; *LTN* — linia terenului natural; *LRA* — linia rocii alterate; *LRS* — linia rocii sănătoase; *LF* — linia fundației.

Ploturile barajului pot fi deversante sau nedeversante după cum ele sînt sau nu amenajate pentru deversare la partea lor superioară.

Suprafața de fundație se excavează neregulat, cu proeminențe și adînciturі care să mărească stabilitatea la alunecare a barajului (fig. 4.65). Cota de fundare ($\frac{1}{\nabla}LF$) se stabilește în general în rocă sănătoasă pentru a reduce din lucrările de consolidare eventual necesare. Uneori suprafața de fundare se înclină spre amonte cu pante de 1 : 20 ... 1 : 10 cu scopul îmbunătățirii stabilității la alunecare a profilului. Înclinarea poate fi generală sau în trepte.

În secțiune longitudinală prin baraj, linia de fundare urmărește în general profilul văii barate (fig. 4.66). Suprafețele de fundare pe versanți se excavează cu neregularități, dar avînd o continuitate generală. Mai rar fundațiile se execută în trepte. Ultima alcătuire se întîlnește mai ales la barajele vechi construite înainte de 1960.

Barajul propriu-zis se extinde în adîncime, în albie și în versanți, cu un baraj subteran realizat prin injecții cu lapte de ciment, denumit voal sau perdea de etanșare. Voalurile de etanșare pot fi frontale sau de larg după poziția lor față de baraj (vezi capitolul 2). La marea majoritate a barajelor importante, perdeaua de etanșare este dublată de un sistem de drenaj, executat după încheierea lucrărilor de la voal. Ele pot fi dispuse vertical sau înclinat pe mai multe rînduri în aval de voalul de etanșare și debușează în galerii longitudinale din corpul barajului de unde apele de infiltrație sînt evacuate în bieful aval.

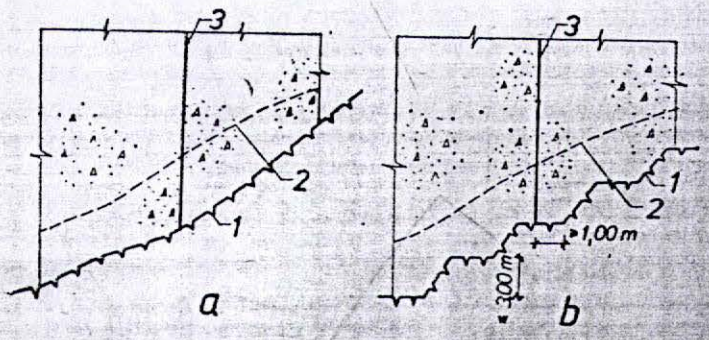


Fig. 4.66 — Alcătuirea barajelor de greutate în secțiune longitudinală: *a* — continuă; *b* — în trepte; *1* — linia fundației; 2 — linia terenului natural; *3* — rost de contracție.

Rosturi în corpul barajelor. Rosturile din corpul barajelor sînt în esență fisuri proiectate, localizate astfel încît să poată fi controlate și tratate pentru a înlătura orice efecte negative. În corpul barajelor se utilizează trei tipuri principale de rosturi: de contracție, de expansiune și de construcție.

Rosturile de contracție transversale fragmentează barajul în ploturi (blocuri) independente, prevenind formarea de fisuri în planuri perpendiculare pe axul construcției. Fisurile pot fi provocate prin contracțiile de întărire ale betonului, variațiile de temperatură exterioare sau tasările inegale ale terenului de fundare.

Rosturile de contracție transversale sînt în mod obișnuit verticale și se extind din fundație pînă la coronamentul barajului. La barajul Pardee ($H = 107$ m), prevăzut cu rosturi suplimentare în zona superioară, s-au produs în mod sistematic fisurări în prelungirea rosturilor pînă în fundație [6]. În condiții medii o distanță între rosturile transversale de 15...18 m este satisfăcătoare. La barajele cu betoane în care s-au folosit adaosuri puzzolane, cimenturi cu contracții reduse sau alte măsuri specifice se pot accepta distanțe între rosturi pînă la 25 m [14].

Schimbări ale caracteristicilor mecanice ale rocilor din terenul de fundare, neregularități geometrice în morfologia văii pot genera fisuri care uneori pot fi prevenite prin plasarea adecvată a rosturilor (fig. 4.67). În figura 4.67, *a* se poate remarca plasarea rosturilor în zonele de contact între straturile de roci din fundație cu caracteristici mecanice mult deosebite. Plasarea rosturilor la distanțe prea apropiate de versanți abrupți cu muchii intrînde (fig. 4.67, *b*) poate genera fisuri în beton amorsate de proeminențele din versant.

Este necesar să se prevadă rost în zona proeminenței sau în zona de pană (zona haşurată din fig. 4.67, *b*) să se toarne separat și să se răcească la temperatura rocii. Rostul orizontal dintre pană și blocul de deasupra trebuie să îndeplinească condițiile unui rost rece (rost de stîncă).

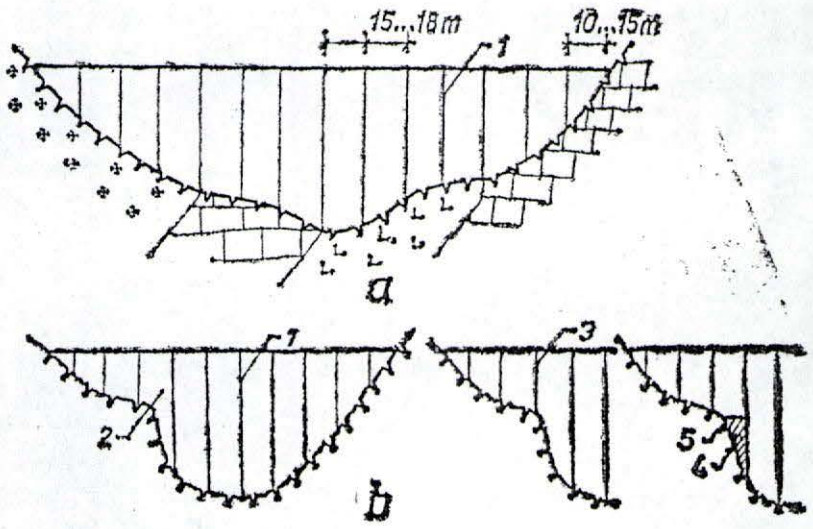


Fig. 4.67 — Exemplificări asupra poziționării rosturilor transversale de contracție: *a* — în zonele de schimbare a caracteristicilor mecanice ale rocilor din terenul de fundare; *b* — în zonele cu proeminențe morfologice; *1* — rost de contracție; *2* — fisură; *3* — rost în zona proeminenței; *4* — pană de beton, răcită la temperatura rocii; *5* — rost rece.

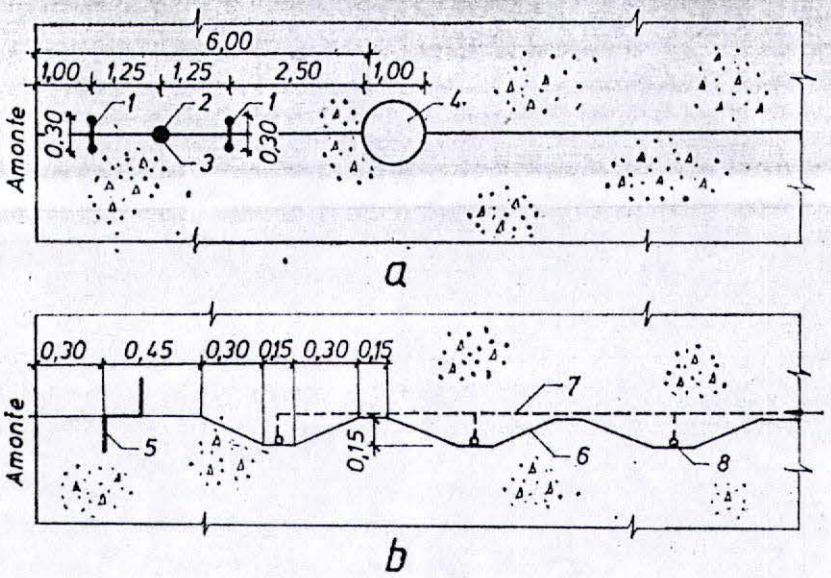


Fig. 4.68 — Tipuri de rosturi transversale — secțiuni orizontale: *a* — plane joantive (barajul Guri); *b* — frînte (barajul Friant); *1* — bandă PVC de etanșare; *2* — mastic bituminos; *3* — tubație de aer cald; *4* — puț de vizitare; *5* — tolă metalică de etanșare; *6* — rost frînt; *7* — rampă orizontală ∅ 1 1/2'' de injecții; *8* — rampă verticală ∅ 1'' de injecții.

Rosturile transversale sînt cel mai frecvent plane și joantive, fiecare plot fiind capabil să reziste independent la solicitările care apar. Mai rar s-au realizat și rosturi frînte (șicanate) pe considerentul obținerii unei conlucrări între ploturi (fig. 4.68). S-a dovedit însă că fără a se executa o legătură intimă, prin injectarea rosturilor cu suspensie de ciment, continuitatea nu este asigurată. Ultima soluție, cu injectarea rosturilor pe toată înălțimea sau numai în zona inferioară pe circa 25—30% din înălțime s-a aplicat la numeroase baraje de greutate din S.U.A. (Grand Coulee Forebay, Friant, Hiwasee etc.). De asemenea, barajul Grand Dixence din Elveția are rosturi injectate pe toată înălțimea.

Elementele componente ale unui rost de contracție obișnuit, de la paramentul amonte spre aval sînt următoarele (fig. 4.69): pana de beton armat, tola sau banda de etanșare, puțul de vizitare, zona curentă a rostului. Pana

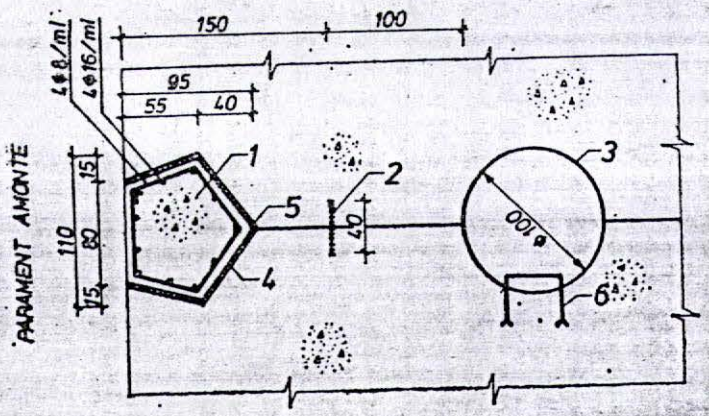


Fig. 4.69 — Elemente tipice la un rost de contracție: *1* — pană de beton armat; *2* — bandă de etanșare; *3* — puț de vizitare și drenaj; *4* — vopsea bituminoasă și carton asfaltat; *5* — dop de asfalt; *6* — scări de acces în puț.

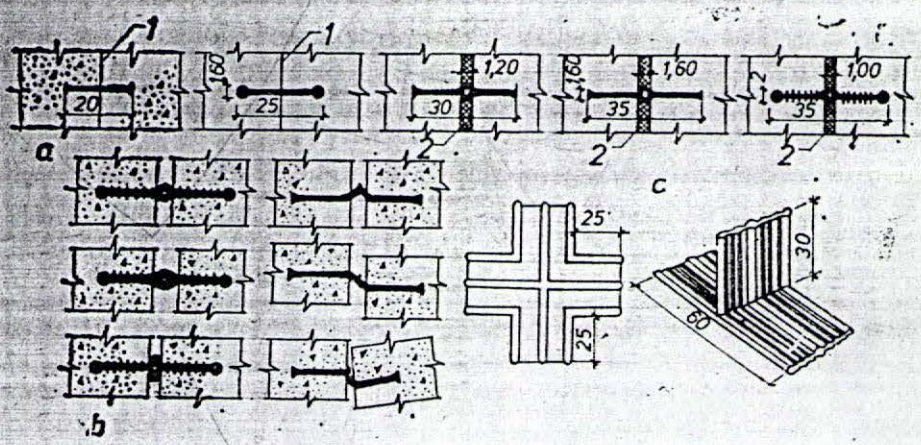


Fig. 4.70 — Benzi de etanşare din PVC: *a* — tipuri; *b* — preluarea deplasărilor relative dintre ploturi; *c* — elemente de îmbinare pentru intersecţii de etanşări; *1* — rost simplu; 2 — mastic bituminos.

de beton armat împinsă de presiunea hidrostatică din amonte pe umerii ploturilor adiacente realizează o primă barieră în drumul apelor de infiltraţie. Pentru o bună etanşare pe suprafeţele de contact ale penei cu ploturile, se aplică 2...3 straturi de carton bitumat sau pînză de iută bitumată. Tolele metalice au forme de V,M,Z, care le permit preluarea contracţiilor termice ale ploturilor fără afectarea funcţiei lor de etanşare a rostului. După 1960 se folosesc tot mai frecvent etanşările din mase plastice, de obicei din polivinil clorid (PVC). Acest material care poate fi fabricat în diverse forme şi dimensiuni (fig. 4.70) s-a dovedit absolut impermeabil, uşor de montat pe şantier, durabil şi capabil să reziste la presiuni de 20—30 at. Puţul de vizitare, de secţiune circulară sau pătrată, poate fi prevăzut cu dispozitive pentru realizarea unei etanşări de rezervă în situaţii cînd elementele din amonte au cedat. În situaţiile cînd nu se prevăd puţuri de vizitare în rosturi, se recomandă drenarea lor cu tubaţii care debuşează în galeriile din corpul barajului.

Pentru rosturile în care sînt posibile deplasări relative mari s-au folosit cu bune rezultate etanşări din cauciuc. În schimb etanşările cu asfalt nu au dat satisfacţie în cazul rosturilor de contracţie ale barajelor de beton.

În funcţie de lăţimea profilului transversal al barajului poate apare necesitatea unor rosturi de contracţie longitudinale în ploturile formate de rosturile de contracţie transversale. Astfel corpul barajului devine alcătuit dintr-un număr de blocuri coloană adiacente, fiecare bloc coloană fiind liber să-şi modifice volumul. După practica americană rosturile longitudinale de contracţie sînt orientate vertical şi paralel la axa barajului la distanţe similare ca cele transversale, adică 15...18 m. În zona paramentelor, în limita unor distanţe de 1,0...1,5 m, direcţia rosturilor este de obicei orientată perpendicular pe paramente. Tot după practica americană rosturile se realizează şicanat pentru a creşte rezistenţa la forfecare în planurile verticale prin rost şi în final se injectează.

În ultima perioadă există tendinţa de a reduce numărul rosturilor longitudinale sau chiar de a le omite. Această tendinţă se justifică prin reducerea costurilor barajelor şi prin îndoielile existente asupra comportării unor baraje realizate din coloane. La baraje de greutate mai recente din S.U.A (De-

troit, Dworshak, Libby) nu s-au prevăzut rosturi longitudinale dar s-au luat măsuri pentru reducerea temperaturilor de punere în operă, a șocului termic și a contracțiilor de întărire a betonului.

Rosturile de expansiune sînt prevăzute în principal pentru a permite schimbări volumetrice în structuri datorită creșterii de temperatură. Suplimentar, asemenea rosturi au frecvent funcția de a preveni transferuri de efort de la o structură la alta. În domeniul barajelor de beton pot apare următoarele situații de tipul celor menționate mai înainte:

— separarea centralei hidroelectrice de la piciorul aval al barajului de corpul barajului;

— separarea prelungirii din aval a conductelor de golire înglobate în beton de corpul barajului.

Armăturile existente în structurile adiacente se întrerup în rosturile de expansiune ca și în cele de contracție, astfel încît între structurile adiacente să nu existe nici un fel de legături rigide. În rosturile de expansiune se prevăd garnituri de cauciuc, plută sau alte materiale elastice de umplere care să prevină transferuri de efort între structurile adiacente. Grosimea materialelor de umplere depinde de amplitudinea deplasărilor produse de încărcări.

Rosturile de construcție sînt prevăzute din considerente tehnologice (pauze tehnologice de betonare) pe suprafețele orizontale dintre lamele. Suprafețele de beton ale lamelelor întrerupte din diverse motive în timpul betonării constituie de asemenea rosturi de construcție.

În tehnologiile cele mai recente bazate pe folosirea rollcretului (betonului cilindrat), punerea în operă este continuă în straturi vibrocompactate fără prevederea de rosturi de contracție transversale sau longitudinale. Unul dintre primele baraje realizate după această metodă de construcție neconvențională este Alpe Gera (înălțime maximă 178 m și lungime la coronament 520 m) din Italia.

Galerii și sisteme de drenaj în corpul barajelor. Galeriile din corpul barajelor pot fi longitudinale sau transversale față de axul barajelor, orizontale sau înclinate. Unele dintre cele mai frecvente funcții ale galeriilor sînt următoarele:

— asigurarea unor căi de drenaj pentru apele infiltrate prin fața amonte sau fundația barajului;

— asigurarea spațiilor pentru lucrările de forare și injectare a terenului de fundare;

— asigurarea spațiilor pentru instalațiile de răcire artificială a betoanelor și eventual pentru injectarea rosturilor;

— asigurarea accesului direct în interiorul corpului barajului pentru supravegherea comportării betoanelor, a gradului lor de fisurație, a funcționalității sistemelor de etanșare a rosturilor;

— asigurarea spațiilor pentru instalarea aparatelor de măsură pentru supravegherea comportării barajului;

— asigurarea accesului la camerele cu echipamente mecanice și electrice pentru manevra stavilelor (vanelor) de la descărcătorii de suprafață sau golirile de fund.

Galeriile sînt poziționate de obicei în vecinătatea paramentului amonte al barajului, la o distanță de 5...6 m de parament și eșalonate la 20...30 m în elevație. La barajele înalte se prevede adeseori o galerie de drenaj și în

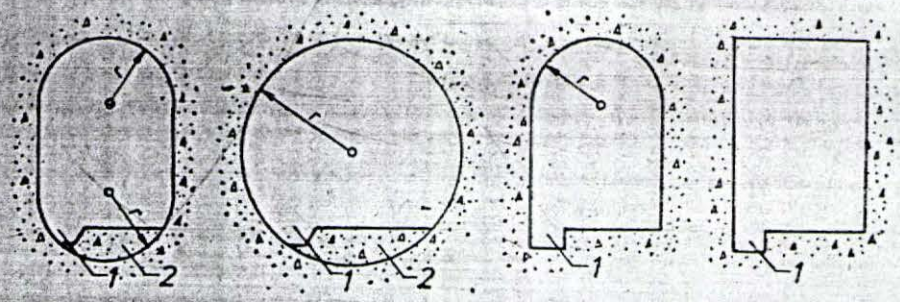


Fig. 4.71 — Secțiuni transversale pentru galerii de vizitare: *1* — rigolă colectare apă de infiltrații; *2* — beton de umplutură.

vecinătatea piciorului aval al barajului, numai la ploturile din albia rîului, pentru drenarea zonei aval a fundației.

Dimensiunile minime ale galeriilor obișnuite sînt limitate de obicei la 1,20 m lățime și 2,00 m înălțime pentru a putea fi vizitabile. Forma secțiunii lor transversale se alege pe considerente de limitare a concentrărilor de eforturi în jurul golului creat în masivul de beton și de tehnologie a execuției (fig. 4.71). Formele circulare sau ovoidale sînt cele mai recomandabile. Forma dreptunghiulară a fost uneori preferată la barajele mai vechi pentru ușurința cofrării, dar ea prezintă riscul apariției unor fisuri de la colțuri. În practică uneori bolta galeriilor s-a realizat din elemente prefabricate. Totuși nu se recomandă folosirea unor elemente prefabricate pentru întreaga secțiune a galeriei pentru a se putea supraveghea direct apariția fisurilor și a infiltrațiilor prin betonul monolit.

Galeriile din zona fundației barajului care servesc pentru realizarea voalului de etanșare sau a rețelei de drenaj au dimensiuni mai mari (2,50...3,00 m×3,00...4,00 m) pentru a permite instalarea și lucrul forezelor (fig. 4.72).

Puțurile de legătură între galerii se plasează de obicei în rosturile de dilatație și au secțiune circulară cu diametrul de 0,80...1,20 m.

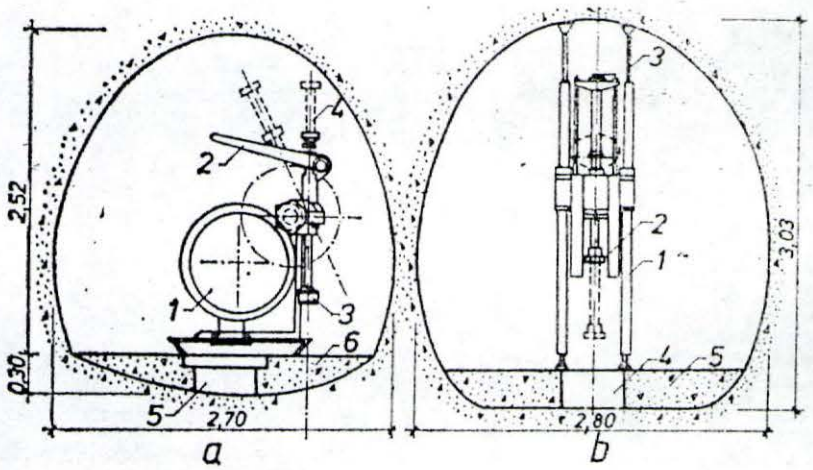


Fig. 4.72 — Secțiuni transversale pentru galerii de injecții și drenaj: *a* — pentru foreză KAM-300; *1* — tobă; *2* — manetă de apăsare; *3* — mandrină; *4* — coloană; *5* — rigolă; *6* — beton de umplutură; *b* — pentru foreză LONGYEAR-WOLVERINE; *1* — coloană extensibilă; *2* — mandrină; *3* — braț de împănare; *4* — rigolă; *5* — beton de umplutură.

Armarea conturului galeriilor este necesară în cazul unor secțiuni de deschidere largă cînd apar concentrări de eforturi mari de întindere sau cînd galeriile sînt plasate în zone din baraj în care se produc eforturi de întindere. Galeriile plasate în vecinătatea paramentului amonte se armează constructiv pentru a preveni apariția unor fisuri din galerie care să se propage pînă la paramentul amonte.

Galeriile trebuie să fie bine iluminate și ventilate. Dacă ele se extind în masivul de fundare (versanți) și sînt necăptușite, trebuie efectuate teste periodice de control a gazelor nocive sau explozive.

Unele baraje sînt prevăzute cu sisteme de drenaj ale masei de beton. După practica americană sistemele sînt alcătuite din tuburi de beton poros de 5" diametru plasate la distanțe constante de circa 3,05 m de paramentul amonte, în planuri verticale. În lungul axului barajului distanța dintre tuburi este de asemenea de circa 3,05 m. Ele debușează în galeria longitudinală de la piciorul amonte, apele de infiltrație fiind mai departe conduse în bieful aval prin galerii transversale sau conducte orizontale de drenaj. La partea de sus tuburile debușează la coronament pentru a putea fi curățite mai ușor în caz de înfundare [14].

În figura 4.73 este prezentată rețeaua de drenaj a barajului Suviana. Ea este alcătuită din puțuri verticale de 70 cm diametru așezate la distanțe de 6 m și care debușează în trei galerii orizontale, de unde apele sînt apoi evacuate în aval.

Baraje cu rosturi lărgite. În acord cu cele prezentate (vezi fig. 4.10), barajele de greutate cu rosturi lărgite reprezintă o etapă în evoluția barajelor masive către soluții cu performanțe tehnice și economice îmbunătățite. În secțiune transversală, ploturile barajelor cu rosturi lărgite păstrează forma triunghiulară, dar rosturile dintre ele devin lărgite prin retragerea fețelor laterale ale ploturilor. Lățimea unui rost lărgit poate atinge 3...5 m.

Rosturile lărgite au mai multe efecte favorabile cum sînt: reducerea subpresiunilor pe talpa de fundație, răcirea mai bună a betoanelor și posibilități mai largi de supraveghere directă a comportării barajului.

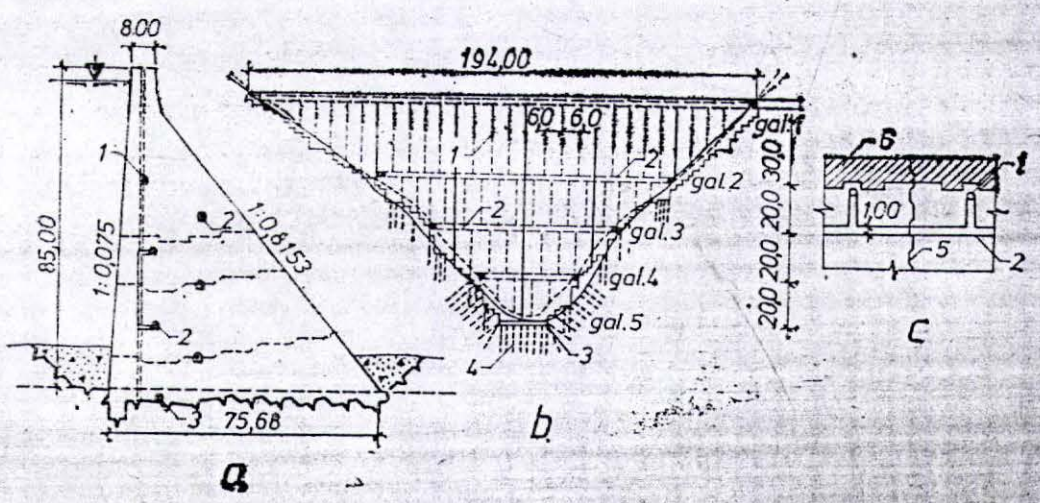


Fig. 4.73 — Rețeaua de drenaj a barajului Suviana: *a* — secțiune transversală; *b* — profil longitudinal; *c* — detaliu în zona paramentului amonte; *1* — puțuri de drenaj $d = 70$ cm; *2* — galerie de vizitare; *3* — galerie pentru voalul de etanșare; *4* — voal de etanșare; *5* — rost transversal; *6* — beton de parament.

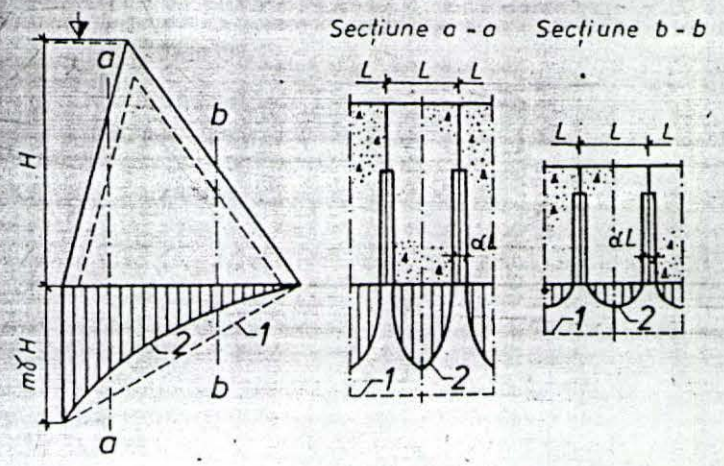


Fig. 4.74 — Repartiția comparativă a subpresiunilor: *1* — la un baraj de greutate obișnuit; *2* — la un baraj cu rosturi lărgite.

În figura 4.74 sînt reprezentate diagrame de repartiție a subpresiunilor pe talpa de fundație a unui baraj cu rosturi lărgite. Se remarcă. reducerile importante de subpresiuni in comparație cu un baraj de greutate obișnuit. În cazul unui baraj cu rosturi lărgite, pe direcție longitudinală față de axul barajului, diagrama subpresiunilor are o formă hiperbolică iar pe direcție transversală o formă parabolică. Reducerea relativă a forței totale de subpresiune se concretizează în reducerea forțelor gravitaționale necesare pentru asigurarea stabilității la alunecare a barajului, implicit a volumului de beton a barajului. De asemenea menținerea în stare uscată a unei mari părți din corpul barajului fereste betonul de acțiunea apelor de infiltrație și a înghețului.

Răcirea mai bună a betoanelor, urmare a faptului că fețele laterale ale ploturilor sînt expuse la zi, conduce la atenuarea vîrfului termic care apare în primele zile de la turnarea betonului si la reducerea riscului de fisurare.

Dimensiunile rosturilor lărgite oferă posibilitatea accesului direct in interspațiile laterale create intre ploturi. Astfel eventualele fisuri si fenomene anormale pot fi observate direct si luate măsuri de prevenire a unor situații periculoase pentru siguranța lucrării.

Economiile de volum de beton pe care le realizează barajele cu rosturi lărgite in raport cu cele de greutate sint de 7...15%. Economiile de investiții sint de circa 5...12%, mai mici decit economiile de beton, in principal din cauza sporirii suprafeței relative a cofrajelor [9].

Între lucrările reprezentative de baraje cu rosturi lărgite se menționează Rätherichsboden ($H = 92$ m), Oberaar ($H = 100$ m) si Albigna ($H = 110$ m) din Elveția, Bratsk ($H = 127$ m) și Krasnoiarsk ($H = 118$ m) din fosta U.R.S.S. În figura 4,75 este ilustrat un profil transversal prin barajul Bratsk. Acest baraj este alcătuit din ploturi de 22,00 m lățime, iar rosturile lărgite dintre ploturi au deschideri de 7,00 m. Lungimea totală a barajului de beton este de 1441 m, din care 242 m sînt amenajați ca zonă deversantă pentru a asigura descărcarea a 12 600 m^3/s.

Baraje precomprimate. Concepția barajelor precomprimate se bazează pe înlocuirea unei părți din greutatea lor proprie necesară pentru asigurarea stabilității la alunecare a profilului cu forțe de precomprimare transmise profilului prin ancore tensionate prinse în terenul de fundare (fig. 4.76). Soluția este economică atît timp cît costul ancorelor inclusiv al pretensionă-

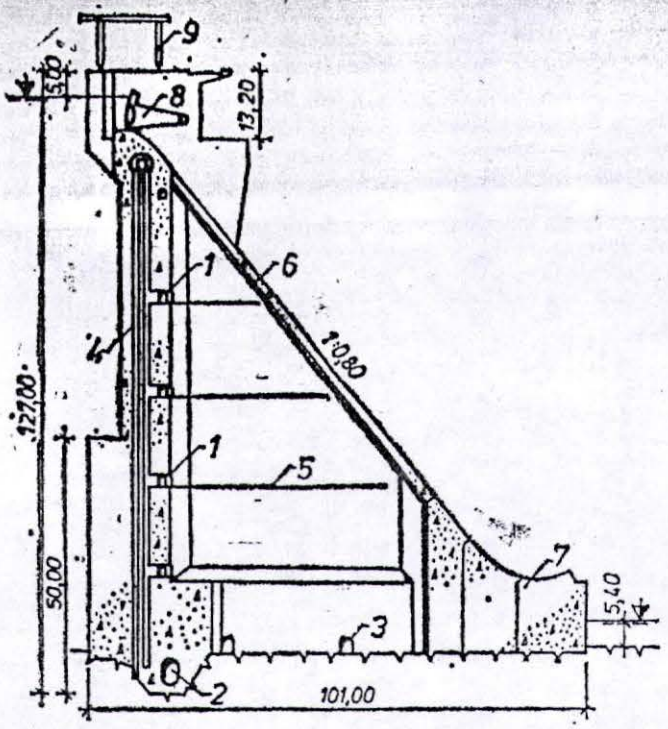


Fig. 4.75 — Secțiune prin rostul lărgit al unui plot deversant de la barajul Bratsk: *1* — galerii de vizitare; *2* — galerie de injecții; *3* — galerii de drenaj; *4* — puțuri de drenaj a corpului barajului; *5* — pasarelă; *6* — placă deversantă; *7* — trambulină; *8* — stavilă; *9* — portal de manevră.

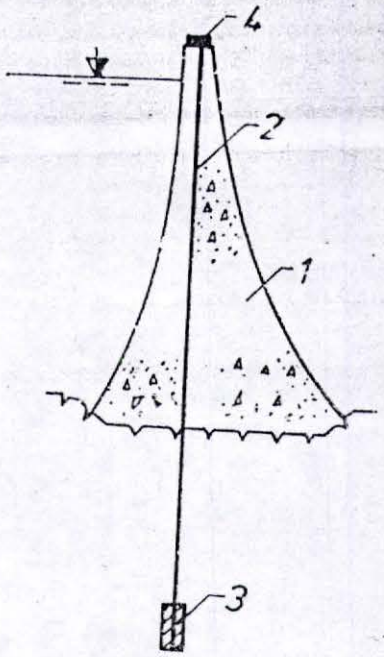


Fig. 4.76 — Schema unui baraj de greutate precomprimat: *1* — corp baraj; *2* — ancoră tensionată; *3* — bulb de ancoraj; *4* — cap ancoră pentru tensionare.

rii lor este mai redus decît al betonului pe care îl înlocuiesc. În calcule trebuie de asemenea avut în vedere că prin secțiunea mai zveltă, un baraj precomprimat conduce la economii prin reducerea subpresiunilor, a cantităților de lucrări de excavații și cofraje precum și prin scurtarea timpului de execuție.

În practică precomprimarea s-a aplicat pentru supraînălțarea sau consolidarea unor baraje existente sau pentru realizarea unor baraje de înălțimi mici și mijlocii pînă la maximum 45 m.

Prima lucrare de precomprimare cu cabluri pretensionate a fost realizată în 1934 de *André Coyne* pentru supraînălțarea și consolidarea barajului Cheurfas din Algeria. În tabelul 4.15 se prezintă date privind unele dintre cele mai reprezentative baraje supraînălțate sau construite prin precomprimare [38, 39].

Unele soluții constructive bazate pe precomprimare aplicate pentru supraînălțarea și consolidarea unor baraje existente sînt prezentate în figura 4.77.

Barajul Steenbras care realizează o acumulare pentru alimentarea cu apă a orașului Capetown a fost supraînălțat inițial în 1927 prin lărgirea secțiunii. În 1953, barajul a fost supraînălțat din nou cu 3,6 m prin ancorare în roca de bază cu cabluri de sîrmă împletită alcătuite din 37 fire a 5 mm diametru. Forajele ancorelor au avut 65 mm diametru. Cablurile au fost ancorate la extremitatea inferioară în roca de fundare pe o lungime de 2,5 m prin injectare de mortar de ciment. La partea superioară cablurile au fost prinse două

Tabelul 4.15

Nr. crt.	Denumire baraj (Țara)	Anul constr. (supraînălțării)	Înălțime inițială [m]	Înălțime după supra înălțare [m]	Date asupra ancorelor			Observații
					Alăcătuirea constructivă a unei ancore	Forța pe ancoră [kN]	Forța pe ml de baraj [kN/ml]	
1	Cheurfas (Algeria)	1883 (1935)	30,00	33,00	630 fire a 5 mm	10 000	252	consolidat și supraînălțat
2	L'Oued Fergoug (Algeria)	1873 (1935)	35,00	41,00	60 fire a 5 mm	1 250... 2 850	240... 710	reconstituit după rupere (1927)
3	Tansa (India)	1892 (1951)	40,00	40,60	37 fire a 5 mm	700	230	consolidat și supraînălțat
4	Gafarsa (Etiopia)	1900 (1958)	10,70	16,50	—	700		consolidat și supraînălțat
5	Steenbras (Africa de Sud)	1927 (1953)	30,00	33,60	37 fire a 5 mm	770	540	consolidat și supraînălțat
6	L'Oued Mellegue (Tunisia)	1957	16,80	—	600 fire a 5 mm	12 000	2 000	baraj precomprimat
7	Jeux (Franța)	1905 (1958)	15,00	18,30	600 fire a 5 mm	12 000		consolidat și supraînălțat
8	Allt na Lairige (Scoția)	1957	22,25	—	28 bare a 28,5 mm	11 760	1 860	baraj precomprimat
9	Ernestina (Brazilia)	1954	15,00	—	6 cabluri de 12 fire a 5 mm	800		baraj precomprimat
10	Catagunya (Tasmania)	1961	45,00	—	102 fire a 5,5 mm	2 000	5 250	baraj precopmprimat
11	Argal (Anglia)	1938 (1948)	12,00	15,00	102 fire a 4,5 mm	2 000		supraînălțat
12	Spullersee - Sud (Austria)	1920 (1963)	34,00	38,60	cabluri BBRV	1 000		supraînălțat
13	Spullersee-Nord (Austria)	1925 (1965)	24,00	28,60	cabluri BBRV	1 000		supraînălțat
14	Bystricka (Cehoslovacia)	1912 (1960)	36,50	—	37 cabluri a 12 fire de 2,8 mm (tip Hercules)	4 000		consolidat baraj precomprimat
15	Thossfell (Germania)	1960	22,00	—	fascicole de bare din oțel superior			

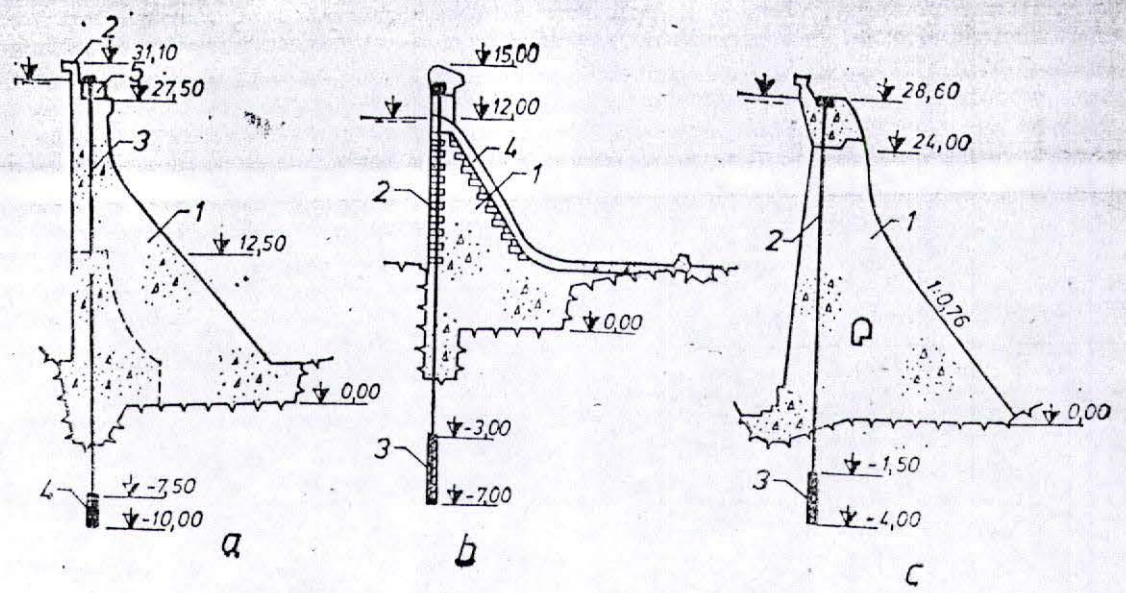


Fig. 4.77 — Baraje supraînălțate prin precomprimare: *a* — Steenbras, *1* — supraînălțare prin lărgirea secțiunii; *2* — supraînălțare cu capete tip șea; *3* — ancoră pretensionată; *4* — ancoraj; *5* — interspațiu betonat; *b* — Argal; *1* — corp baraj inițial; *2* — ancoră din cabluri; *3* — ancoraj; *4* — corectare deversor după supraînălțare; *c* — Spullersee; *1* — corp baraj inițial; *2* — ancoră din cabluri; *3* — ancoraj.

cîte două în capete tip șea amplasate pe coronamentul barajului. Presele au fost montate sub capetele tip șea. Cablurile au fost pretensionate în perechi, fiecare cablu la o forță de 770 kN. După 28 zile de la pretensionare, măsurătorile au arătat pierderi de pretensionare de 70 kN/cablu. Interspațiile create între coronamentul barajului și capetele tip șea, prin pretensionarea cablurilor, au fost completate cu beton armat. În final forajele au fost injectate cu lapte de ciment la o presiune de 1,4 MPa, pentru protecția anticorozivă a cablurilor.

Barajul de greutate Argal de 12,00 m înălțime a fost ulterior supraînălțat cu 3,00 m. Stabilitatea barajului supraînălțat s-a asigurat prin 47 cabluri ancorate în terenul de fundare, alcătuit din granit relativ sănătos, pretensionate fiecare cu o forță de 2 MN. Un cablu a fost alcătuit din 102 fire de sîrmă a 4,5 mm diametru, dispuse în trei rînduri coaxiale și distanțate prin rozete. În centrul cablului s-a introdus o conductă de injectare de 12 mm diametru. Ancorajul a avut o lungime de 4 m și s-a realizat prin injectare de suspensie de ciment (raport apă / ciment egal cu 0,4). La partea superioară s-au executat capete de ancoraj din beton armat în formă cilindrică cu diametrul de 60 cm și înălțimea de 45 cm. Pretensionarea cablurilor s-a făcut în trei trepte de încărcare, la 21 de zile după betonarea capetelor de ancoraj.

Barajele Spullersee-Nord și Spullersee-Sud formează un bazin de retenție comun pentru o centrală hidroelectrică de mare cădere. În perioada 1963... 65, ambele baraje au fost supraînălțate cu 4,60 m. Stabilitatea barajelor supraînălțate a fost asigurată cu 119 cabluri BBRV pretensionate fiecare cu o forță de 1 MN. Ancorarea cablurilor s-a făcut în straturi de calcare cretacice la circa 8,00 m sub talpa de fundație a barajului. Lungimea ancorajului betonat a fost de 2,50 m.

În figura 4.78 sînt ilustrate profilele unor baraje realizate prin precomprimare. Barajul Catagunya ($H = 45{,}00$ m, Tasmania) deține recordul de

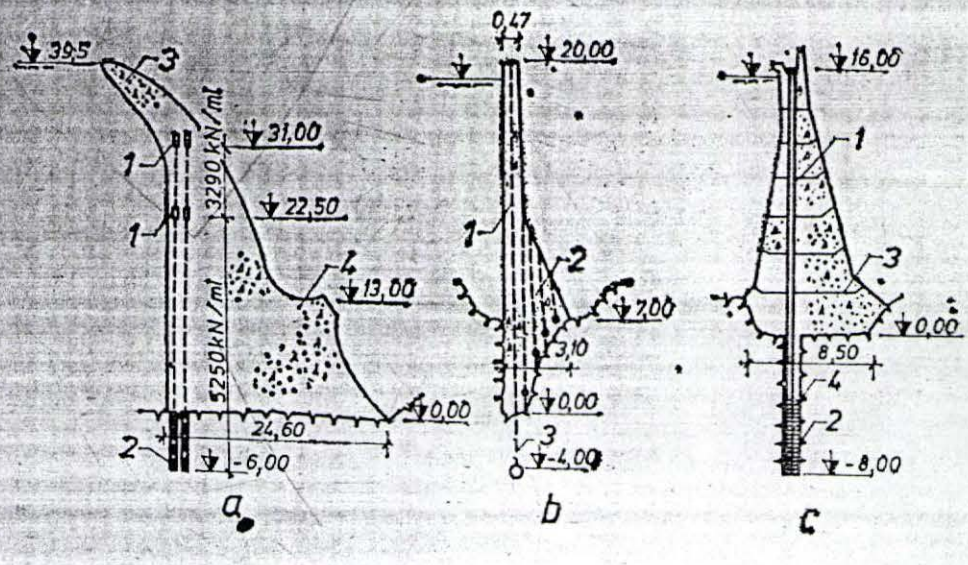


Fig. 4.78 — Baraje de greutate precomprimate: *a* — Catagunya; *1* — blocaj; *2* — ancoraj; *3* — deversor; *4* — trambulină; *b* — Ernestina; *1* — cablu principal; *2* — cabluri Freyssinet; *3* — ancoraj; *c* — Thossfell; *1* — ancoră din fascicul de bare; *2* — bulb de ancoraj; *3* — rosturi de lucru; *4* — puț excavat.

înălțime în domeniu. Cablurile cu diametrul de 7,5 cm au fost alcătuite din 102 fire de sîrmă a 5 mm diametru, pretensionate cu o forță de 2 MN. În centrul cablului s-a prevăzut o conductă de 2,5 cm pentru injectare. Găurile ancorelor cu lungimi de pînă la 58 m s-au realizat prin înglobarea unor tuburi de 12 cm diametru în timpul betonării barajului și prin forarea în rocă a unor găuri de 10,2 cm diametru. Calculele economice comparative au arătat că precomprimarea a asigurat o reducere cu 50% a costului față de varianta de baraj neancorat.

Barajul Ernestina (Brazilia), intrat în exploatare în 1955 este primul baraj de greutate realizat prin precomprimare. Barajul cu înălțimea de 20 m de la cota de fundare (13 m de la talvegul rîului) și 300 m lungime la coronament se comportă ca o consolă încastrată în roca de fundare. Soluția prin precomprimare a condus la reducerea volumului de beton al barajului de la 22 000 m³ în varianta clasică la 7 300 m³. Ancorele au necesitat 140 t oțel.

Barajele Thossfell și Neuensalz (Germania) fundate pe roci de bună calitate au permis încărcarea terenului cu eforturi relativ mari și înlocuirea unei părți din greutatea barajului cu forțe de precomprimare transmise de ancore. Ancorele au fost realizate din fascicule de bare din oțel de calitate superioară, cu dimensiuni variabile în funcție de înălțimea corpului de beton ancorat. Fasciculele mari au fost introduse în puțuri excavate în rocă. La ploturile marginale de închidere în versanți s-au utilizat și fascicule mici introduse în găuri forate. Barele au fost fixate prin piulițe la ambele extremități pe plăci de oțel de distribuție a încărcării. Pe tronsoanele pretensionate barele au fost acoperite cu asfalt și învelite cu tablă subțire de oțel. Protecția anticorozivă a fost suplimentată cu protecție catodică.

Pe baza exemplelor prezentate rezultă că ancorele pot fi realizate din bare sau din cabluri. Ancorele sub formă de cabluri alcătuite dintr-un număr mare de fire de mare rezistență (10...12 000 daN/cm²), cu diametre de circa 5 mm, sînt preferate datorită unor avantaje ca:

— flexibilitate care permite manevrarea lor la lungime totală, înlăturînd înnădirile, care sînt surse potențiale de cedare;

— rezistență la rupere mai mare a firelor trase la rece comparativ cu a barelor de diametre curente;

— siguranță sporită în exploatare, deoarece cedarea unui fir nu compromite capacitatea de rezistență a ancorei;

— diemnsiuni mai mici și adaptabilitate ridicată la condițiile obișnuite de tehnicitate pe șantiere.

Distanța dintre ancore se stabilește în raport cu forța totală de precomprimare necesară pentru asigurarea stabilității barajului. Cablurile se pozează în foraje executate prin procedee percutante sau rotative. Procedeele percutante asigură un contact mai bun la ancorare. Ele se pot executa pînă la 10 cm diametru și cu lungimi de pînă la 60 m. Pozarea de bare în puțuri excavate s-a dovedit în general prea costisitoare și se aplică rar.

Ancorarea cablurilor în roca de fundare se face prin cimentarea lor în zona inferioară a forajului. Partea superioară a cablurilor se înglobează în blocuri de beton armat, iar tensionarea se face prin intercalarea de prese plate. În zona de coronament, adiacentă ancorelor, se prevăd armări corespunzătoare (cuzineți) pentru a asigura preluarea eforturilor locale foarte mari.

Protecția anticorozivă a ancorelor se realizează prin înglobarea lor în bitum sau prin injectarea forajelor după tensionarea cablurilor cu mortar de ciment. Cel de al doilea procedeu deși nu mai permite retensionări ulterioare este preferabil deoarece asigură protecție anticorozivă mai bună a întregului sistem și rezistență superioară la smulgere.

În cazuri izolate s-au aplicat și sisteme de ancorare a barajelor de beton cu ancore nepretensionate (ancore pasive), spre exemplu la barajul Aventino din Italia [39]. Sistemul prezintă dezavantajul că punerea sub sarcină a ancorelor se produce după ruperea parțială prin forfecare, a contactului barajrocă.

O soluție particulară de asigurare a stabilității unui baraj prin ancorarea unui avantradier se prezintă în figura 4.79. Astfel, stabilitatea barajului Rauscheribach ($H = 48$ m, Germania), a fost asigurată prin prevederea unui avantradier ancorat în roca de bază și legat de baraj prin ancore pretensionate. La limita amonte a avantradierului s-a realizat un voal de etanșare care a con-

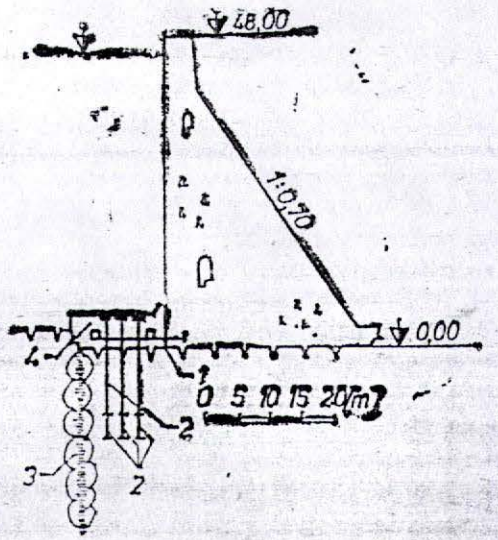


Fig. 4.79 — Profil prin barajul Rauscheribach (Germania), cu avantradier ancorat: *1* — ancoră pretensionată; *2* — ancore; *3* — voal de etanșare; *4* — avantradier ancorat.

dus la reducerea subpresiunilor pe talpa barajului. Parametrii geotehnici consideraţi în calculele de stabilitate au fost: coeficientul de frecare statică beton-rocă $f = 0{,}4$ şi efort admisibil de aderenţă pe contact $\tau = 2$ daN/cm^2.

4.7. CALCULUL ŞI OPTIMIZAREA BARAJELOR DE GREUTATE

Calculul eforturilor după metodele din rezistenţa materialelor. Rosturile transversale fragmentează corpul unui baraj de greutate rectiliniu în ploturi independente. În condiţiile cînd încărcările nu variază pe lăţimea ploturilor, starea de efort poate fi considerată plană. În cazul acceptării ipotezelor din rezistenţa materialelor pentru calculul eforturilor este suficient a se considera o fîşie cu lăţimea de 1 m după axul longitudinal al barajului.

În figura 4.80 se prezintă un profil triunghiular care schematizează profilul real al unui baraj de greutate. Încărcările considerate sînt greutatea proprie, presiunea hidrostatică amonte în ipoteza cu cota lacului la cota coronamentului şi subpresiunea avînd variaţie liniară într-o secţiune orizontală. Eforturile verticale la paramente $\sigma_{z,av}^{z,am}$, într-o secţiune arbitrară situată la cota z, se determină cu formula cunoscută a compresiunii excentrice din rezistenţa materialelor:

$$\sigma_{z,av}^{z,am} = \frac{\Sigma V \downarrow^{+}}{A} \pm \frac{\Sigma M \zeta +}{W} = \frac{\Sigma V}{(\lambda_1 + \lambda)z} \pm \frac{\Sigma M}{\frac{1}{6}(\lambda_1 + \lambda)^2 z^2} \qquad (4.68)$$

unde: ΣV este suma forţelor verticale situate deasupra secţiunii curente; ΣM — suma momentelor forţelor de deasupra secţiunii curente calculate în centrul de greutate al secţiunii; A — aria secţiunii curente; W — modulul de rezistenţă al secţiunii curente.

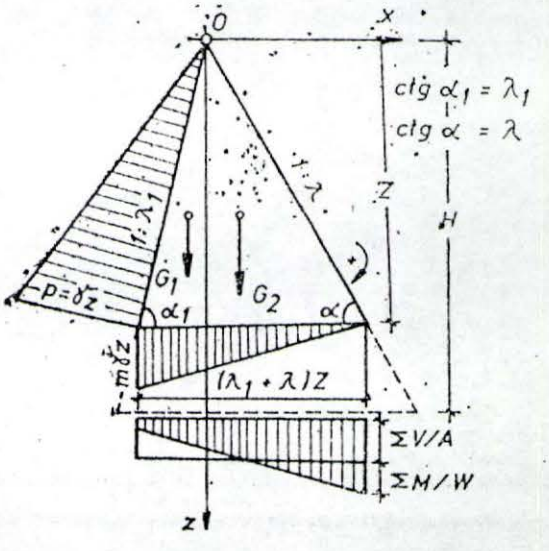


Fig. 4.80 — Schemă pentru calculul eforturilor într-un profil de baraj de greutate triunghiular.

Cu notațiile din figura 4.80, eforturile $\sigma_{z,av}^{z,am}$ au în final expresia:

$$\sigma_{z,av}^{z,am} = \frac{1}{2(\lambda_1 + \lambda)^2}\{(\gamma_v - m\gamma)(\lambda_1 + \lambda)^2 - \lambda_1\gamma\,(\lambda_1 + \lambda) \mp [\gamma_b\,(\lambda^2 - \lambda_1^2) + \\ + \gamma\lambda_1(\lambda_1 + 3\lambda) - m\gamma(\lambda_1 + \lambda)^2 - 2\gamma]\}z \qquad (4.69)$$

În ipoteza lacului gol, eforturile se obțin direct din relația (4.69) în care se consideră $\gamma = 0$:

$$\sigma_{z,am} = \frac{\lambda}{\lambda_1 + \lambda}\gamma_b z \quad \sigma_{z,av} = \frac{\lambda_1}{\lambda_1 + \lambda}\gamma_b z \qquad (4.70)$$

Se constată că atît în ipoteza lac plin cît și în ipoteza lac gol eforturile $\sigma_{z,av}^{z,am}$ sînt proporționale cu cota z. În ipoteza acceptată a repartiției liniare a eforturilor σ_z, rezultă că în tot corpul profilului eforturile σ_z sînt proporționale în raport cu distanța față de originea sistemului xoz. Această particularitate a eforturilor σ_z în ipotezele menționate mai înainte se numește proprietate de omotetie a eforturilor σ_z în raport cu vîrful profilului triunghiular. Proprietatea se păstrează în condițiile cînd m, coeficientul de reducere a subpresiunilor, este același pe toată înălțimea profilului.

În vederea determinării eforturilor τ_{zx}, după evaluarea eforturilor σ_z se decupează de la paramente niște prisme triunghiulare infinitezimale, prin intersectarea profilului barajului cu planuri orizontale și verticale așa cum se prezintă în figura 4.81.

Pe baza echilibrului pe verticală a forțelor pe elementele infinitezimale decupate și dualității eforturilor τ ($\tau_{zx} = \tau_{xz}$) se determină eforturile $(\tau_{zx})_{av}^{am}$:

$$\tau_{zx,\,am} = (p - \sigma_{z,\,am})\lambda_1$$
$$\tau_{zx,\,av} = \lambda\sigma_{z,\,av} \qquad (4.71)$$

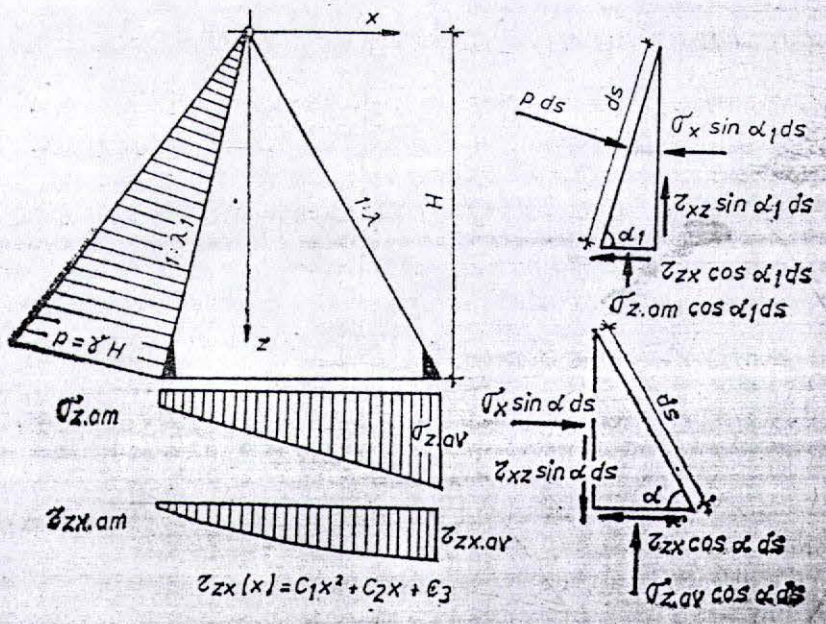


Fig. 4.81 — Schemă pentru determinarea eforturilor $\tau_{zx}(x)$ în secțiunea $z = H$.

O a treia condiție privind eforturile τ_{zx} se obține din ecuația de echilibru pe orizontală a forțelor ce acționează pe profil deasupra secțiunii considerate (fig. 4.81):

$$\int_{(s)} \tau_{zx}\, ds = \frac{1}{2}\gamma H^2 \tag{4.72}$$

În final eforturile $\tau_{zx}(x)$ în secțiunea $z = H$ se exprimă printr-o funcție de gradul 2, parametrii C_1, C_2, C_3 fiind determinați în condițiile (4.71), (4.72):

$$\tau_{zx}(x) = C_1 x^2 + C_2 x + C_3 \tag{4.73}$$

După prelucrări se obține:

$$C_2 = \frac{(\lambda_1^3 - 3\lambda_1\lambda^2 - 2\lambda^3)\,(\lambda\sigma_{z,av} + \lambda_1\sigma_{z\,am} - p\lambda_1) + 3(\lambda^2 - \lambda^2_1)}{(\lambda - \lambda_1)\,(5\lambda^3_1 + 9\lambda^2_1\lambda + 3\lambda_1\lambda^2 - \lambda^3)} \cdot \frac{\left(\lambda\lambda_1\sigma_{z,\,av} + \lambda^2\sigma_{z,\,av} - \dfrac{\gamma H}{2}\right)}{(\lambda - \lambda_1)\,(5\lambda_1^3 + 9\lambda_1^2\lambda + 3\lambda_1\lambda^2 - \lambda^3)}$$

$$C_1 = \frac{\lambda\sigma_{z,\,av} + \lambda_1\sigma_{z,\,am} - p\lambda_1}{(\lambda^2 - \lambda_1^2)\;H^2} - C_2\frac{1}{(\lambda_1 + \lambda)H} \tag{4.74}$$

$$C_3 = \lambda\sigma_{z,av} - C_2\lambda H - C_1\lambda^2 H^2$$

În etapa următoare se pot determina eforturile normale σ_x considerînd diverse secțiuni verticale prin corpul profilului și avînd cunoscute eforturile σ_z și τ_{xz} (fig. 4.82). Relațiile care conduc la determinarea efortului $\sigma_x(z)$ în secțiunea $x_1 = x_1$ sînt următoarele:

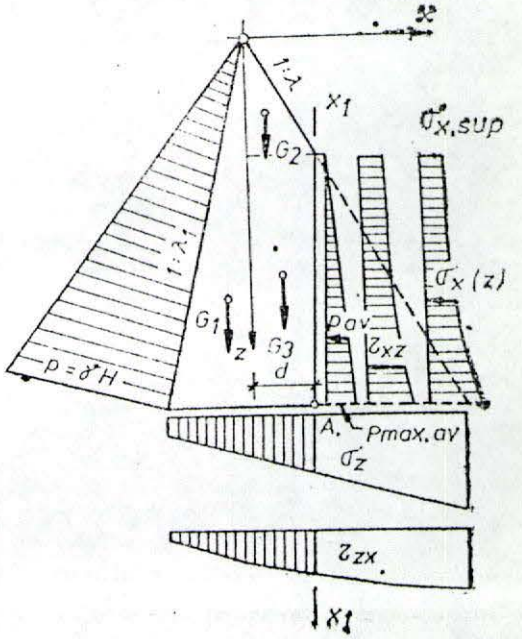


Fig. 4.82 — Schemă pentru determinarea eforturilor normale σ_x în secțiunea $x = d$.

— evaluarea efortului $\sigma_{x,sup}$ pe baza echilibrului pe orizontală al forțelor acționînd pe elementele infinitezimale decupate la paramente conform figurii 4.81:

(parament aval) $\sigma_{x,\,sup} = \lambda\tau_{zx}$

(parament amonte) $\sigma_{x,\,sup} = p - \lambda_1\tau_{zx}$ (4.75)

— scrierea condiției de echilibru pe orizontală a forțelor care acționează pe partea stîngă (dreaptă a profilului secționat

$$\frac{1}{2}\gamma H^2 - \int_{(s_1)} \tau_{zx}\,dx - \frac{1}{2} p_{max,\,av}\left(H - \frac{d}{\lambda_1}\right) = \int_{(s_2)} \sigma_x\,dz \qquad (4.76)$$

— scrierea condiției de echilibru rotațional al forțelor care acționează pe partea stîngă (dreaptă) a profilului secționat, anulînd momentul forțelor în raport cu A ($M_A \equiv 0$)

$$\frac{1}{2}\gamma H^2\left(\frac{H}{3}\right) - \frac{1}{2}\lambda_1\,\gamma H^2\left(\frac{2}{3}\lambda_1 H + d\right) - G_1\left(\frac{\lambda_1 H}{3} + d\right) - G_2\frac{2d}{3} -$$
$$- G_3\frac{d}{2} + \sigma_{z,\,am}\frac{(\lambda_1 H + d)^2}{2} + (\sigma_{z,\,av} - \sigma_{z,\,am})\frac{(\lambda_1 H + d)^3}{3(\lambda_1 + \lambda)H} -$$
$$- \frac{1}{6} p_{max,\,av}\left(H - \frac{d}{\lambda_1}\right)^2 - \int_{(s_2)} \sigma_x\,(H - z)\,dz = 0 \qquad (4.77)$$

unde cu p_{av} s-a notat presiunea din porii betonului în secțiunea $x_1 - x_1$.

Pe baza relațiilor (4.75), (4.76), (4.77) expresia funcției $\sigma_x(z)$ se poate alege o funcție de gradul doi avînd forma:

$$\sigma_x(z) = C_4 z^2 + C_5 z + C_6 \qquad (4.78)$$

Coeficienții C_4, C_5, C_6 se determină din ecuațiile de condiție (4.75), (4.76), (4.77).

Pe baza metodologiei prezentate mai înainte se pot determina eforturile σ_z, σ_x, τ_{zx} în profilul barajului. Procedeul descris se poate aplica și la profile de alte forme decît cea simplificată triunghiulară considerată în analiză.

Eforturi principale. Linii caracteristice. Eforturile σ_z, σ_x, τ_{zx} orientate după direcțiile axelor de coordonate nu reprezintă valorile extreme care acționează într-un punct din corpul barajului. Eforturile maxime sau minime denumite eforturi principale, acționează după direcții caracteristice, numite direcții principale. Direcțiile principale ale eforturilor normale sînt ortogonale între ele, iar de-a lungul lor eforturile τ sînt nule. Eforturile τ_{max} sînt orientate la 45° față de direcțiile principale. Relațiile de legătură între eforturile principale (σ_1, σ_2) și eforturile σ_x, σ_z, τ_{zx} într-un punct M din corpul barajului au aspectul (fig. 4.83):

$$\sigma_{1,2} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_z) \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{zx}^2} \qquad (4.79)$$

$$\tau_{max} = \pm\frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{zx}^2} = \pm\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \qquad (4.80)$$

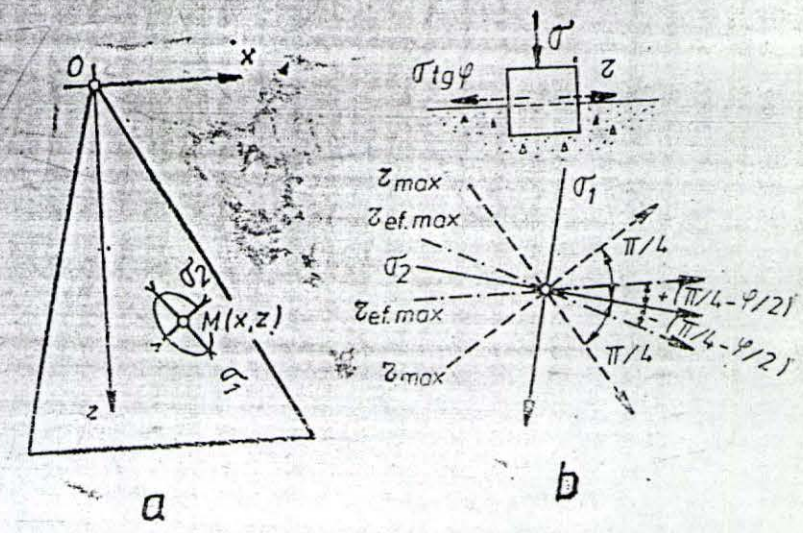


Fig. 4.83 — Eforturi în jurul unui punct: *a* — schemă de calcul; *b* — eforturi efective de forfecare.

Variația eforturilor în jurul unui punct, în cazul cînd σ_1 și σ_2 au același semn, are formă de elipsă ale cărei semiaxe sînt direcțiile principale.

Formula (4.80) pentru τ_{max} se referă la efortul de alunecare teoretic. Efortul de alunecare efectiv τ_{ef} se obține scăzînd din valoarea lui τ, efectul eforturilor unitare potențiale de alunecare care se opun alunecării datorită efortului de compresiune normal pe planul de alunecare (σ):

$$\tau_{ef} = \tau - \sigma \operatorname{tg}\varphi \qquad (4.81)$$

unde $\operatorname{tg}\varphi$ este coeficientul de frecare statică a materialului (beton).

În relația (4.81) se înlocuiesc σ și τ în funcție de σ_1 și σ_2 și se analizează situația unor suprafețe arbitrar orientate prin anularea derivatei lui τ_{ef} în raport cu unghiul dintre normala la suprafață și direcția efortului principal. Într-un punct oarecare din corpul barajului se găsește că direcțiile principale ale eforturilor τ_{ef} fac unghiurile $\pm\left(\frac{\pi}{4} - \varphi/2\right)$ cu direcția efortului principal de compresiune σ_1 (fig. 4.83, *b*). Valoarea maximă a efortului τ_{ef} se calculează în acest caz cu relația:

$$\tau_{ef,\,max} = \frac{1}{2\cos\varphi}\left[\sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{zx}^2} - (\sigma_x + \sigma_z)\sin\varphi\right] \qquad (4.82)$$

Revenind la eforturile principale σ_1 ,și σ_2, se constată că la paramente ele pot fi calculate direct din echilibrul pe verticală al forțelor ce acționează în elemente infinitezimale prismatice decupate așa cum se prezintă în figura 4.84. Paramentele amonte si aval sînt direcții principale (în lungul lor eforturile de alunecare sînt nule) și în consecință celelalte direcții principale sînt normale la paramente.

Eforturile principale (σ_1, σ_2) au expresiile (σ_1 este efortul maxim de compresiune):

parament amonte
$$\begin{cases} \sigma_1 = p = \gamma z \\ \sigma_2 = \sigma_{z,\,am}\,(1 + \lambda_1^2) - p\lambda_1^2 \end{cases} \qquad (4.83)$$

parament aval
$$\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_{z,\,av}\,(1 + \lambda^2) \\ \sigma_2 = 0 \end{cases}$$

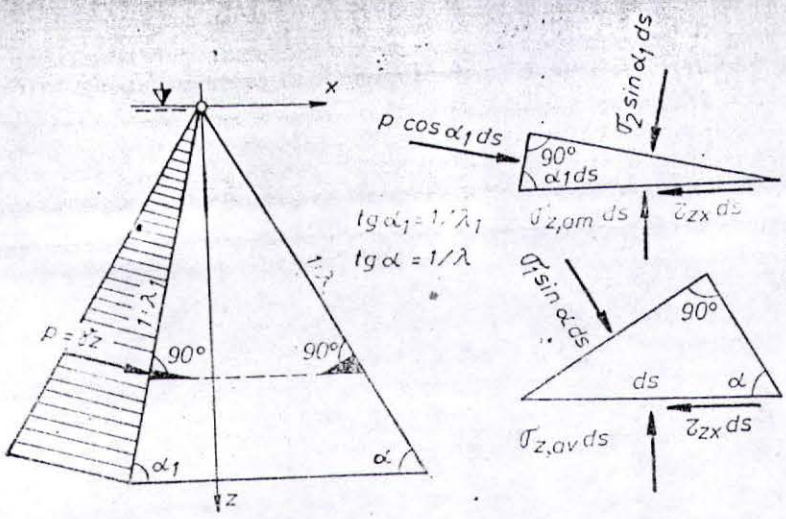


Fig. 4.84 — Evaluarea eforturilor principale σ_1, σ_2 la paramente.

În baza relațiilor (4.83) se pot face următoarele comentarii:

— eforturile principale σ_2 la paramentul amonte sînt de întindere atunci cînd $\sigma_{z,am}\,(1+\lambda_1^2) < p\lambda_1^2$; această situație poate fi evitată prin reducerea corespunzătoare a lui λ_1;

— eforturile principale σ_1 la paramentul aval rezultă prin amplificarea efortului $\sigma_{z,av}$ cu factorul $(1+\lambda^2)$; la barajele înalte σ_1 poate deveni excesiv de mare; pentru a reduce valorile lui σ_1 în raport cu $\sigma_{z,av}$,paramentul aval se poate curba local în zona piciorului aval al barajului, astfel încît să rezulte un λ cît mai redus.

Reprezentarea stării de eforturi în corpul unui baraj se poate face în mod sugestiv prin liniile de egal efort, denumite și linii izostatice. Ele reprezintă locul geometric al punctelor în care acționează aceleași eforturi σ_1, σ_2, τ_{max}, $\tau_{ef\ max}$ etc. În cazul profilului triunghiular și în ipoteza repartiției liniare a eforturilor se poate aplica proprietatea de omotetie a eforturilor în raport cu vîrful triunghiului pentru trasarea directă a liniilor de egal efort. În figura 4.85 se ilustrează liniile de egal efort σ_1, σ_2 și $\tau_{ef\,max}$ în ipotezele lac gol și lac plin pentru un profil triunghiular cu $H = 100$ m. Se constată că efortul maxim de compresiune (σ_1) în corpul barajului apare la piciorul aval în ipoteza lac plin și respectiv la piciorul amonte în ipoteza lac gol.

Traiectoriile eforturilor principale sînt liniile care admit în orice punct ca tangentă o direcție principală. Traiectoriile sînt de ordinul 1 sau de ordinul 2 după cum ele corespund eforturilor σ_1, respectiv σ_2. Unghiul α pe care îl face o traiectorie cu axa Ox (fig. 4.86) este dat de relația cunoscută:

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\,\tau_{zx}}{\sigma_x - \sigma_z} \tag{4.84}$$

soluția ecuației fiind:

$$\operatorname{tg} \alpha_{1,2} = \frac{\sigma_z - \sigma_x \pm \sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{zx}^2}}{2\tau_{zx}} \tag{4.85}$$

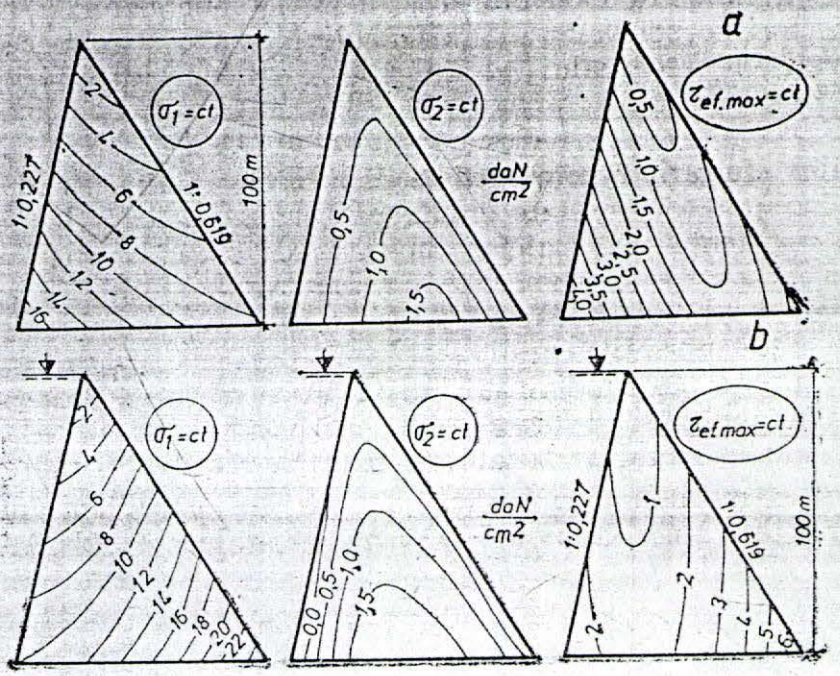


Fig. 4.85 — Linii de egal efort într-un profil triunghiular (după R. PRIȘCU și M. CONSTANTINESCU [6]): *a* — lac gol; *b* — lac plin; (date de bază: $\gamma_b = 23$ kN/m³; $m = 0{,}75$; $f = 0{,}65$).

Conform relației (4.85) se observă că:

$$\operatorname{tg}\alpha_1 \cdot \operatorname{tg}\alpha_2 = -1 \tag{4.86}$$

adică cele două direcții principale sînt ortogonale. Semnul (+) în relația (4.85) corespunde primei direcții principale (σ_1).

În ipoteza lacului plin, traiectoriile efortului σ_1 pleacă perpendiculare pe paramentul amonte și tind către o asimptotă avînd panta paramentului aval; în aceeași ipoteză traiectoriile efortului σ_2 pleacă perpendiculare pe paramentul aval și tind către o asimptotă paralelă cu paramentul amonte (fig. 4.86).

Traiectoriile eforturilor principale și în special cele de ordinul 1 prezintă un interes practic datorită faptului că în lungul lor eforturile de alu-

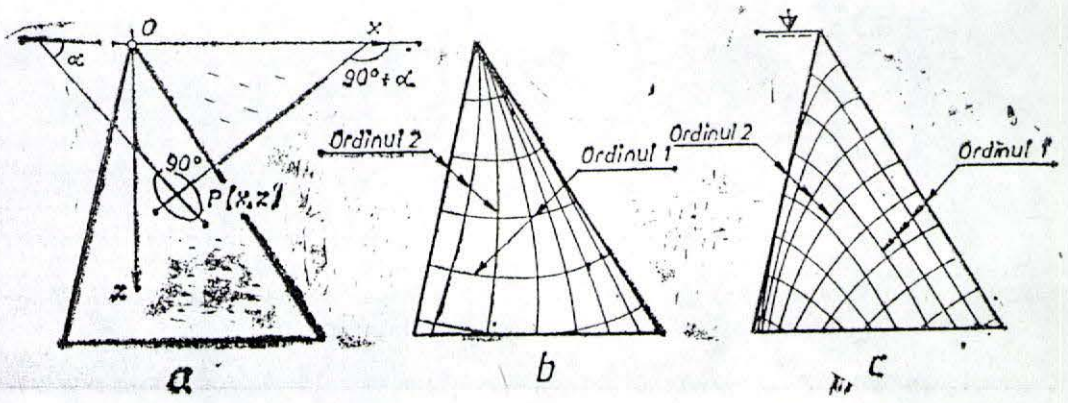


Fig. 4.86 — Traiectoriile eforturilor principale într-un profil triunghiular: *a* — direcții principale într-un punct oarecare; *b* — lac gol; *c* — lac plin.

necare τ sînt nule. În mod obișnuit rosturile longitudinale sînt orientate după traiectoriile eforturilor σ_1 la lac plin, pentru a reduce la minimum slăbirea rezistenței corpului barajului prin discontinuitățile introduse de rosturi.

Calculul eforturilor prin metoda elementelor finite. Starea de eforturi în corpul barajelor de greutate diferă substanțial de cea calculată după metodele de rezistența materialelor, în care se acceptă distribuția liniară a eforturilor. Starea de eforturi este puternic influențată de caracteristicile mecanice ale terenului de fundare, infiltrațiile din bieful amonte, discontinuitățile și anizotropiile care apar curent în masivul de fundare. Interacțiunea baraj-teren de fundare are un rol esențial în răspunsul sistemului unitar atît în deplasări (deformații) cît și în eforturi, dar acest fenomen nu este considerat în metodele bazate pe ipotezele rezistenței materialelor.

Pentru exemplificare în figura 4.87 sînt ilustrate diagrame de eforturi determinate prin măsurători la două mari baraje din S.U.A. Diagramele de eforturi verticale (σ_z) și tangențiale (τ_{zx}) se îndepărtează mult față de distribuția liniară.

Diagrame de forma celor prezentate mai înainte rezultă frecvent în calculele de eforturi bazate pe metoda elementelor finite. În domeniul barajelor de greutate, metoda elementelor finite se aplică pentru calcule bi și tridimensionale ale stării de deformații și eforturi în ansamblul baraj-teren de fundare la diverse combinații de încărcări, pentru simularea comportării în funcție de etapizarea execuției prin aplicarea în trepte a încărcărilor din greutatea proprie, pentru evaluarea cîmpului termic din corpul barajului în perioada execuției și pe această bază a eforturilor termice, pentru determinarea spectrelor și forțelor de infiltrație în sistemul unitar baraj-teren de

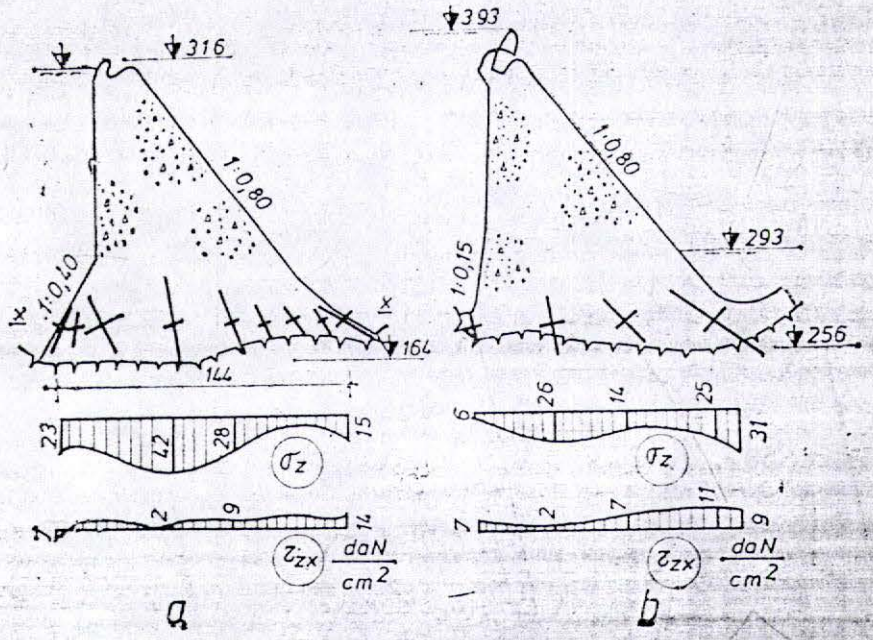


Fig. 4.87 — Diagrame de eforturi verticale (σ_z) și de alunecare (τ_{zx}) în ipoteza lac plin determinate prin măsurători la două baraje din SUA: *a* — Shasta; *b* — Grand Coulee.

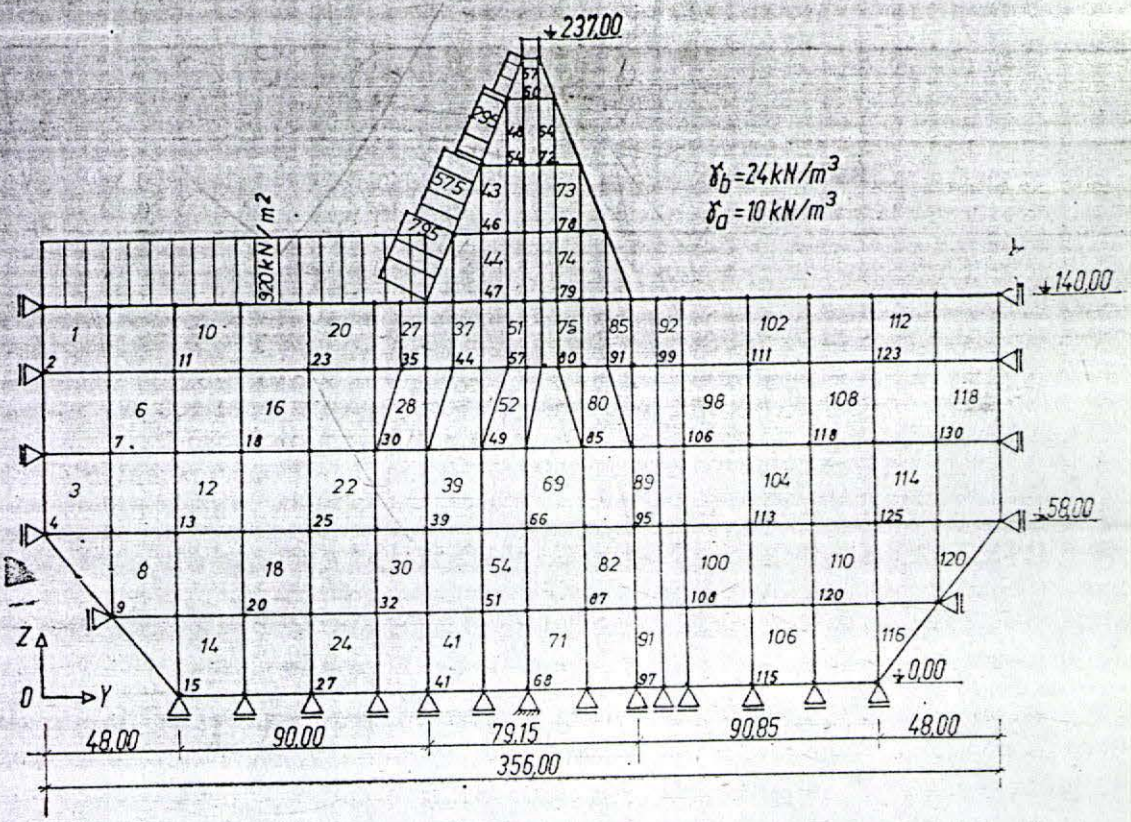


Fig. 4.88 — Schemă de discretizare în elemente finite pentru un ansamblu baraj-teren de fundare și considerarea presiunii hidrostatice ca încărcare exterioară (prima umplere).

fundare și a stării de eforturi efective în sistem, pentru evaluarea răspunsului seismic considerînd interacțiunea baraj-lac-teren de fundare, pentru simularea unor mecanisme de cedare ale ansamblului baraj-teren de fundare cu scopul evaluării rezervelor reale de rezistență ale structurii, pentru optimizări structurale pe baza evaluării cu acuratețe a stării de eforturi etc.

În modelele obișnuite de calcul se acceptă ipoteza comportării liniar elastice a materialelor (beton, rocă) și nu se ține cont de interacțiunea dintre curgerea apei prin terenul de fundare și comportarea sa mecanică. În 4.4 s-au prezentat modele în elemente finite în care materialele din sistem sînt modelate ca medii bifazice (solid + apă) și se consideră efectele infiltrațiilor asupra comportării mecanice a sistemului. Modelele neliniare, elasto-plastice sau vîsco-elasto-plastice, „no tension", care simulează producerea fisurilor se extind treptat în domeniul barajelor de beton fiind aplicate mai ales pentru analize speciale [28].

Posibilitățile de considerare în analizele prin elemente finite a forțelor datorate curgerii apei au fost ilustrate în figurile 4.38 și 4.39.

În figura 4.88 se prezintă o schemă de discretizare pentru analiza stării de eforturi în profilul unui baraj de greutate cu $H = 97$ m, $\lambda_1 = 0{,}410$ și $\lambda = 0{,}406$ [40]. Ansamblul baraj-teren de fundare a fost discretizat în elemente plane izoparametrice incompatibile de clasă C°, denumite PLANE în programul SAP IV, utilizat în calcul. Analiza s-a efectuat în ipoteza stării de deformație plană și a comportării liniar-elastice a materialelor. În tabelul 4.16 se prezintă caracteristicile mecanice ale materialelor considerate în calcul.

Tabelul 4.16

Material	Greutate volumetrică [kN/m³]	Modul de elasticitate [kN/m²]	Coeficient Poisson
Beton corp baraj	24	$2,1 \times 10^7$	0,16
Rocă teren de fundare	26*)	$0,8 \times 10^7$	0,22

*) Efectul greutății rocii s-a aplicat separat sub forma presiunii litostatice; în calculele pe ansamblul discretizat greutatea volumetrică a rocii a fost nulă ($\gamma_r = 0$).

În figura 4.39 s-au prezentat schemele posibile de încărcare din presiunea hidrostatică. În exemplul analizat, presiunea hidrostatică s-a aplicat după schema 4.39, *a*, situație care ar corespunde primei umpleri.

Diagramele de eforturi verticale (σ_z), orizontale (σ_x) și tangențiale (τ_{zx}) reprezentate cu linii întrerupte în figura 4.89 reprezintă starea de eforturi totale din greutatea proprie, presiunea hidrostatică aplicată după schema din figura 4.88 si presiunea litostatică. Infiltrațiile prin sistem compus din materiale bifazice conduce la modificări importante în starea de eforturi, în scheletul solid acționind eforturile efective.

În vederea evaluării stării de eforturi efective, s-a determinat spectrul infiltrațiilor în regim permanent cu lacul plin și apoi forțele nodale din infiltrații după schema din figura 4.38,*b*. În modelul utilizat se atrage atenția de a nu se considera de două ori încărcarea din presiunea hidrostatică de pe conturul liber al domeniului, unde ea a fost deja considerată ca încărcare exterioară în gruparea inițială.

Forțele din infiltrații s-au aplicat în schema de discretizare din figura 4.88, iar eforturile unitare rezultate s-au sumat algebric cu eforturile totale (linie întreruptă) din gruparea de încărcări menționate mai înainte. În final au rezultat diagramele de eforturi efective reprezentate cu linie continuă în figura 4.89. Se poate observa distribuția neliniară a diagramelor de eforturi unitare calculate și asemănărea lor cu diagramele determinate din măsurători (fig. 4.87).

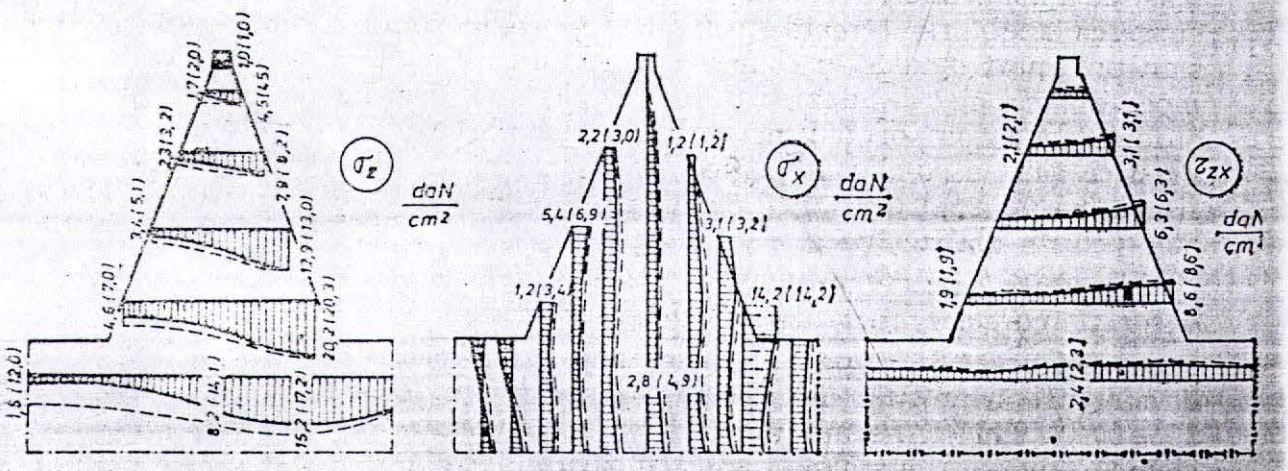


Fig. 4.89 — Diagrame de eforturi în sistemul din figura 4.88: eforturi totale din greutate proprie + presiune hidrostatică încărcare exterioară + presiune litostatică (linii întrerupte); eforturi efective din greutate proprie + presiune din infiltrații + presiune litostatică (linii continue).

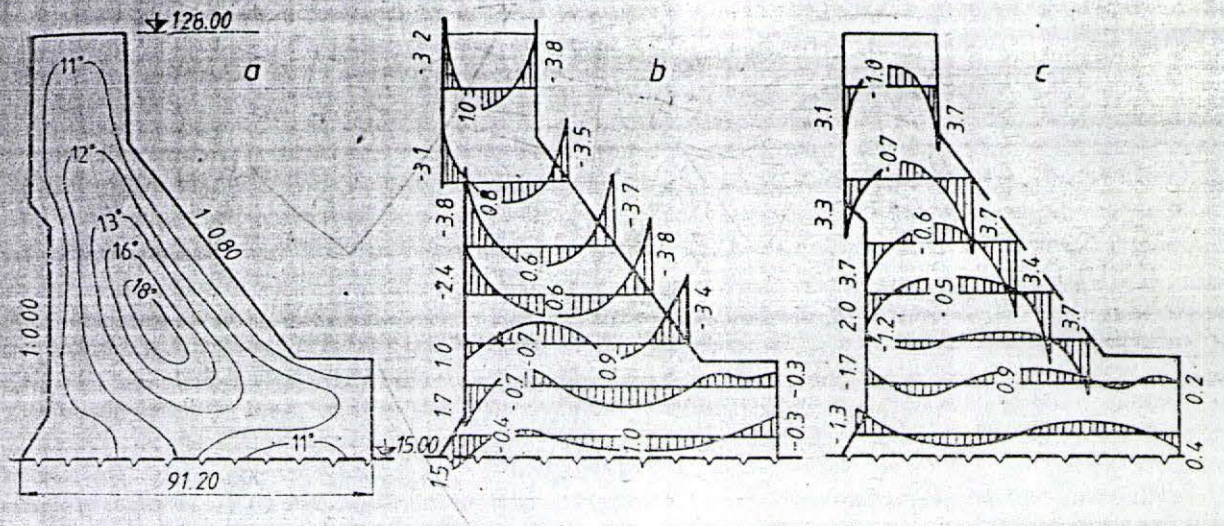


Fig. 4.90 — Eforturi verticale σ_z din variațiile de temperatură, calculate prin metoda elementelor finite în secțiunea transversală a barajului Kurpsaisk [41]: *a* — cîmp termic măsurat în martie 1985; *b* — eforturi verticale din variațiile de temperatură înregistrate între decembrie 1984 și martie 1985; *c* — idem pentru variațiile între martie 1985 și iunie 1985 (+ compresiuni).

Aplicarea metodei elementelor finite în evaluarea stării de eforturi termice s-a discutat în capitolul 3. În figura 4.90 se prezintă rezultatele unor calcule în elemente finite pentru evaluarea eforturilor din variațiile de temperatură în secțiunea transversală a barajului Kurpsaisk ($H = 113$ m) de pe rîul Narîn din U.R.S.S. [41]. Barajul a fost construit în perioada 1978—1983. Spectrul termic existent în suprafața profilului barajului în martie 1985 este ilustrat în figura 4.90, *a*. Diagramele de eforturi din variațiile de temperatură pentru două perioade caracteristice (iarnă, vară) ilustrează valorile mari și pulsatorii ale eforturilor analizate. La paramente, cum era de așteptat se înregistrează amplitudinile maxime, eforturile termice sezoniere variind între —3,8 și +3,7 MPa. În practică, variațiile de temperatură fiind lente, curgerea lentă a betonului din corpul barajului atenuează cu circa 40—50% valorile eforturilor termice determinate printr-un calcul liniar elastic, care rămîn totuși importante.

Rezultatele prezentate în figura 4.90, *b* și *c* arată posibila apariție în timpul iernii a fisurilor termice la paramentele barajului pe rosturile de lucru orizontale, îndeosebi între lamelele betonate în timpul verii.

O altă problemă în care metoda elementelor finite s-a folosit cu succes pentru interpretarea unor deplasări aparent surprinzătoare a barajelor de greutate este ilustraătă în figura 4.91 [42]. Astfel măsurători la baraje de greutate au relevat în mai multe rînduri că la prima umplere și în perioadele următoare coronamentul barajului se deplasează spre amonte sau are deplasări spre aval surprinzător de mici în comparație cu cele așteptate. Acestea din urmă erau calculate prin luarea în considerare a influenței presiunii hidrostatice, a variațiilor termice din corpul barajului și a caracteristicilor terenului de fundare din amplasamentul barajului. Analizele prin elemente finite au confirmat că deplasările aparent inexplicabile menționate mai înainte au următoarele cauze:

— răcirea paramentului amonte produsă de apă la prima umplere, în timp ce miezul barajului rămîne cald datorită ritmului redus de disipare a căldurii de hidratare;

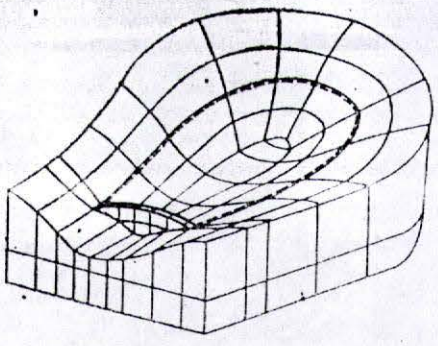


Fig. 4.91 — Schemă de discretizare în elemente finite pentru analiza influenței lacului de acumulare asupra deplasărilor barajului [42].

— deplasările generale ale chiuvetei lacului de acumulare sub acțiunea greutății apei acumulate în lac.

Ambele cauze produc deplasări spre amonte ale coronamentului barajului, care pot fi puse în evidență prin modelări adecvate în elemente finite.

Stabilitatea la alunecare. Schematic, cedarea unui baraj de greutate se poate produce prin:

— alunecarea spre aval pe contactul cu fundația sau pe o suprafață slabă din terenul de fundare;

— răsturnarea în jurul piciorului aval;

— ridicarea de pe fundație sub efectul subpresiunilor (plutirea construcției).

În cazurile obișnuite, îndeplinirea condiției de stabilitate la alunecare asigură implicit satisfacerea și a celorlalte două condiții de stabilitate la răsturnare și plutire.

În figura 4.92 sînt prezentate suprafețele critice de alunecare în diverse variante de alcătuire a fundației barajului de greutate.

În cazul fundației orizontale (fig. 4.92, *a*) condiția de stabilitate la alunecare se exprimă prin inegalitatea:

$$\Sigma H < f \Sigma V \tag{4.87}$$

unde ΣH este suma forțelor orizontale acționînd de-a lungul suprafeței de alunecare; ΣV — suma forțelor verticale; f — coeficientul de frecare statică între beton și rocă.

Dacă se introduce coeficientul k de siguranță la alunecare, expresia (4.87) devine:

$$k\Sigma H = f\Sigma V \tag{4.88}$$

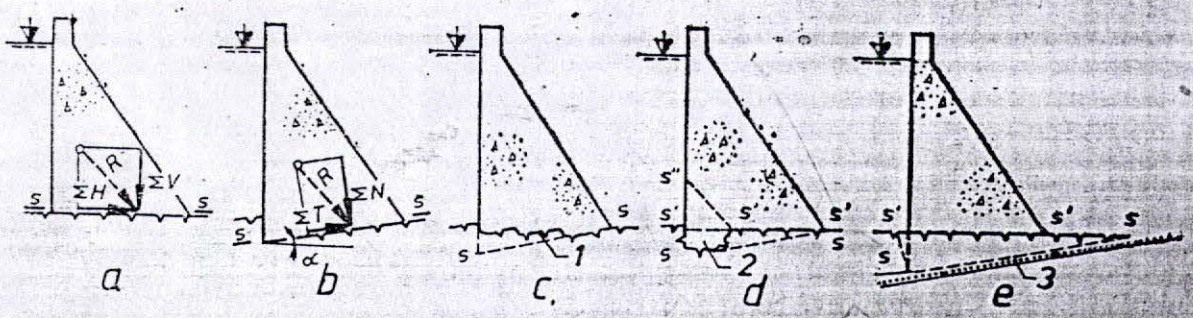


Fig. 4.92 — Suprafețe critice de alunecare (S-S, $S'-S'$, $S''-S'$) pentru diverse moduri de alcătuire a fundației: *a* — orizontală; *b* — înclinată; *c* — în trepte înclinate spre amonte; *d* — cu pinten; *e* — strat slab în terenul de fundare; *1* — trepte înclinate; *2* — pinten; *3* — strat slab.

Observînd că raportul $\Sigma H/\Sigma V = \text{tg}\varphi$ este coeficientul de alunecare al construcției, condițiile (4.87) și (4.88) se pot scrie:

$$\text{tg}\varphi < f \tag{4.89}$$

și respectiv $k\text{tg}\varphi = f$

În cazul fundației înclinate (fig. 4.92, *b*) condiția de stabilitate la alunecare se exprimă sub forma binecunoscută:

$$\Sigma T < f\Sigma N \tag{4.90}$$

unde ΣT este suma forțelor tangențiale acționînd de-a lungul suprafeței de alunecare, iar ΣN suma forțelor normale pe suprafață.

Considerînd în mod simplificat că în cazurile ilustrate în figura 4.92, *a* și *b*, rezultanta R rămîne constantă, se obține:

$$\Sigma T = \Sigma H \cos\alpha - \Sigma V \sin\alpha$$

$$\Sigma N = \Sigma H \sin\alpha + \Sigma V \cos\alpha$$

și

$$\frac{\Sigma T}{\Sigma N} = \frac{\Sigma H \cos\alpha - \Sigma V \sin\alpha}{\Sigma H \sin\alpha + \Sigma V \cos\alpha} = \frac{\dfrac{\Sigma H}{\Sigma V} - \text{tg}\alpha}{1 + \dfrac{\Sigma H}{\Sigma V}\text{tg}\alpha} \tag{4.91}$$

În acord cu relația (4.91), înclinarea spre amonte a tălpii de fundație a condus la micșorarea coeficientului de alunecare a construcției ($\Sigma T/\Sigma N$) și în consecință a îmbunătățit stabilitatea la alunecare a profilului.

Condițiile exprimate cu relațiile (4.87), (4.90) corespund situației cînd barajul ar fi un corp independent care reazemă pe suprafața de fundație. În realitate suprafața de contact beton-rocă este capabilă și de eforturi de coeziune (aderență). Condiția de stabilitate la alunecare, considerînd efectul de aderență se scrie sub forma:

$$k\,\Sigma H = f\,\Sigma V + c\,A \tag{4.92}$$

unde parametrii noi care au apărut față de (4.87) sînt: c — efortul admisibil de coeziune și A — mărimea suprafeței de alunecare.

Parametrii de calcul f și c depind în principal de natura rocii din terenul de fundare din punctul de vedere al rezistenței, gradului de fisurare, caracteristicilor de deformabilitate, stratificației. Ei se determină experimental și pot fi îmbunătățiți prin măsuri constructive adecvate așa cum s-au prezentat în capitolul 2.

În calculele preliminare se pot admite următoarele valori pentru f[6]:

— terenuri stîncoase: roci eruptive 0,65...0,75; roci sedimentare (calcare, gresii) 0,50...0,65;

— terenuri semistîncoase: marne, șisturi argiloase etc 0,30...0,50;

— terenuri nestîncoase: pietrișuri și bolovănișuri 0,50; pămînturi nisipoase 0,40...0,50; argile 0,20...0,30.

Pe baza unei experiențe îndelungate în practica de proiectare din fostul U.R.S.S. pentru roci stîncoase se recomandă pentru f și c valorile din tabelul 4.17 [9].

Tabelul 4.17

Natura terenului stîncos	f	c [MPa]
Rezistent, compact și nefisurat sau consolidat prin injecții	1,00	0,5
Mai puțin rezistent, consolidat prin injecții, cu limita de rezistență la compresiune de 40 MPa	0,90	0,35
Idem, consolidat prin injecții, cu rezistențe la compresiune între 5 ... 40 MPa	0,80	0,20

Măsurători pe teren efectuate la baraje din S.U.A. privind efortul de aderență c au indicat valori cuprinse între 1,5 și 5,0 MPa.

Examinînd relația (4.92) se constată că în timp ce ΣH și ΣV cresc cu patratul înălțimii barajului, suprafața de fundație Ω crește numai liniar. Rezultă că influența relativă a termenului datorat coeziunii (cA) scade proporțional cu creșterea înălțimii barajului.

Coeficientul de siguranță la alunecare (k) se alege în funcție de clasa construcției și de grupările de încărcări considerate în calcule. În mod obișnuit k variază de la 1,30...1,40 pentru construcții de clasa I și grupări fundamentale, la 1,00...1,05 pentru grupări speciale.

După reglementările din SUA, k trebuie să fie mai mare decît 3,0 pentru combinația de încărcări uzuale, 2,0 pentru combinația de încărcări neuzuale și 1,0 pentru combinația de încărcări extreme [14].

Experiența a arătat că în cazul rocilor slabe ($E = 3...5$ GPa) alunecarea poate să se producă de-a lungul unor suprafețe prin terenul de fundare. Faliile, fisurile, discontinuitățile prezente curent în pachetele de rocă din terenul de fundare, îl fragmentează în blocuri a căror stabilitate la alunecare poate fi serios amenințată de presiunile interstițiale produse de apa infiltrată din lac. Analiza stabilității terenului de fundare și versanților se face după metode specifice din mecanica rocilor [14], iar în caz de necesitate se iau măsuri constructive de consolidare a terenului.

Dimensionarea barajelor de greutate. Criteriile uzuale admise în practica din România la dimensionarea barajelor de greutate sînt (fig. 4.93):

— condiția de stabilitate la alunecare a barajului în secțiunea de fundație; în cazul obișnuit al fundațiilor orizontale, după cum s-a prezentat condiția se scrie:

$$\frac{\Sigma H}{\Sigma V} \leqslant f \tag{4.93}$$

— condiția de stabilitate la răsturnare, prin care se impune ca efortul normal vertical de la piciorul amonte al barajului în ipoteza lac plin să fie compresiune sau cel mult nul; în ipoteza curent admisă a distribuției liniare a eforturilor verticale pe talpa de fundație, condiția se scrie:

$$\sigma_{v.am}^{l.plin} = \frac{\Sigma V \downarrow +}{A} + \frac{\Sigma M \circlearrowleft +}{W} \geqslant 0, \tag{4.94}$$

semnificația notațiilor fiind deja arătată.

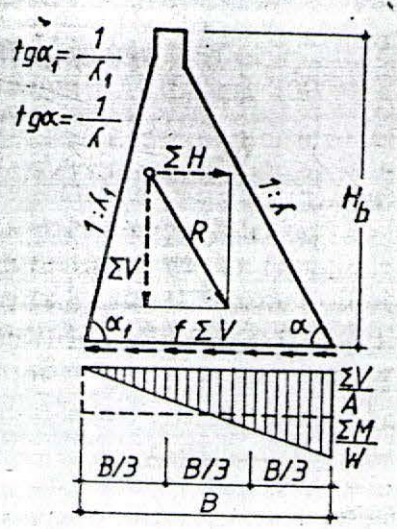


Fig. 4.93 — Schemă pentru dimensionarea barajelor de greutate.

O a treia condiție de verificare la plutire a construcțiilor hidrotehnice sub acțiunea subpresiunilor este îndeplinită în mod acoperitor în cazul barajelor de greutate și nu se verifică.

Introducerea unui anumit coeficient de siguranță sau luarea în considerație a coeziunii dintre beton și rocă se poate efectua prin modificarea corespunzătoare a lui f.

Condițiile (4.93) și (4.94) sînt suficiente pentru dimensionarea unui profil triunghiular cu ambele paramente înclinate față de verticală și cu talpa de fundație orizontală, necunoscutele fiind înclinările celor două paramente (λ_1 și λ). Pentru profilul și încărcările prezentate în figura 4.94, *a*, notînd $\lambda_1 = x$ și $\lambda_1 + \lambda = y$, relațiile (4.93) respectiv (4.94), după prelucrări, devin:

$$f\left(\frac{\gamma_b}{\gamma} - m\right)y + fx - 1 \geqslant 0 \qquad (4.95)$$

$$\left(\frac{\gamma_b}{\gamma} - m\right)y^2 + \left(2 - \frac{\gamma_b}{\gamma}\right)xy - x^2 - 1 \geqslant 0$$

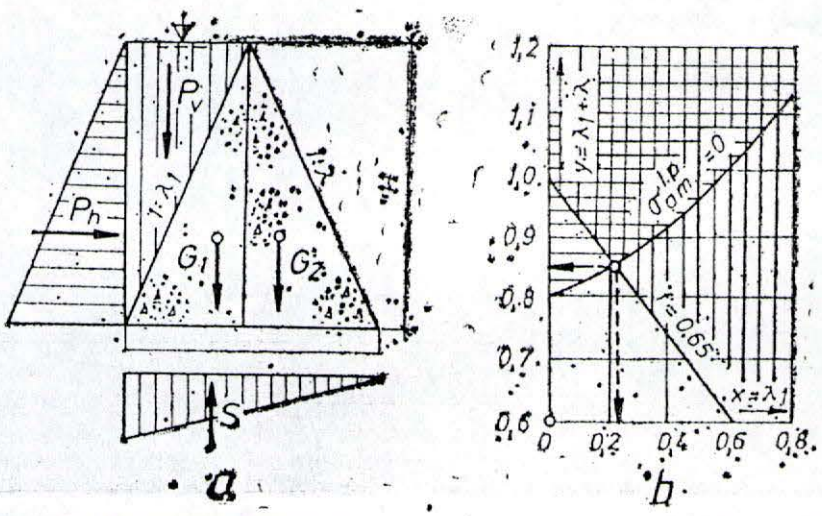


Fig. 4.94 — Dimensionarea profilelor triunghiulare: *a* — schemă de calcul; *b* — determinarea profilului optim.

Inegalitatea (4.95), provenită din condiția de stabilitate la alunecare, este satisfăcută de perechile de valori x, y situate deasupra unei drepte, iar inegalitatea (4.96) provenită din condiția de efort vertical mai mare ca zero la piciorul amonte este satisfăcută de perechi x, y situate deasupra unei hiperbole (fig. 4.94, *b*). Soluția care satisface ambele inegalități și necesită un volum minim de beton se găsește la intersecția dreptei cu hiperbola. Rezultă că profilul optim satisface la limită cele două inegalități. Mai poate fi remarcat că în cazul simplificărilor admise, înclinările paramentelor nu depind de înălțimea barajului.

În cazul dimensionării profilului cu paramentul amonte frînt (fig. 4.95) este necesară determinarea a trei valori: λ, λ_0 și ρ. Criteriile clasice de dimensionare care au fost menționate mai înainte furnizează două ecuații. Astfel cu notațiile din figura 4.95, condițiile de stabilitate la alunecare și respectiv de efort vertical amonte lac plin nul se scriu:

$$\frac{\gamma}{f} - \lambda_0\rho\,(\gamma_b\rho - m\gamma + 2\gamma - \gamma\rho) - (\gamma_b - m\gamma)\lambda = 0 \qquad (4.96)$$

$$\lambda^2 - (\gamma_b + 2m\gamma + 2\gamma\rho - 2\gamma_b\rho - 4\gamma)\frac{\rho\,\lambda_0\lambda}{\gamma_b - m\gamma} + \frac{\gamma}{\gamma_b - m\gamma}$$

$$[(1 - m)\rho^2\lambda_0^2 - 1] = 0 \qquad (4.97)$$

A treia relație se poate obține din condiția ca, în ipoteza lac gol, eforturile orizontale maxime de întindere din încovoiere în secțiunea $x-x$ (fig. 4.95, *b*) să nu depășească o valoare admisibilă ($\sigma_{ad,t}$). Scriind condiția de echilibru rotațional pe partea din stînga secțiunii $x-x$, în raport cu centrul de greutate al secțiunii se obține:

$$M_R - M_{G_0} = \frac{1}{6}\rho^2 H^2 \sigma_{max,\,x-x} \quad \text{cu} \quad \sigma_{max,\,xx} \leqslant \sigma_{ad,t} \qquad (4.98)$$

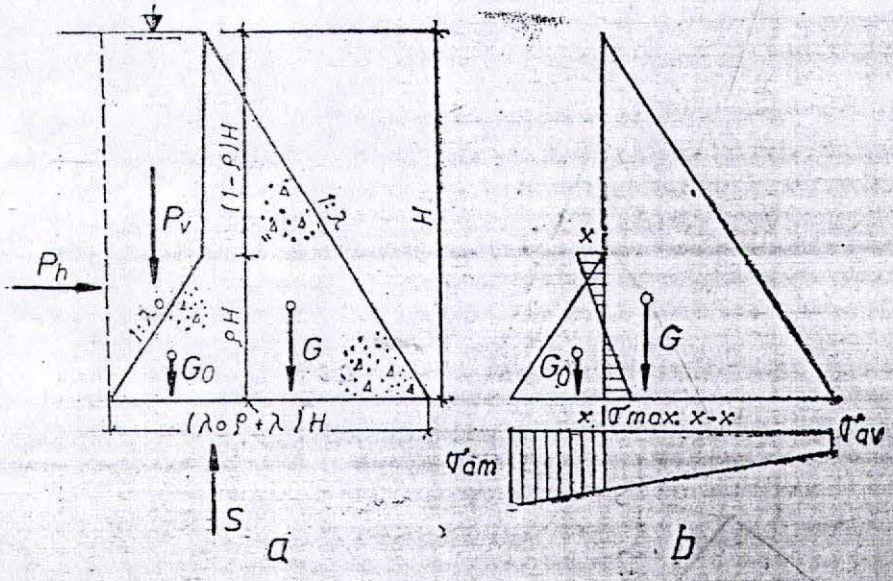


Fig. 4.95 — Scheme de calcul al profilelor cu parament amonte frînt:
a — lac plin; *b* — lac gol.

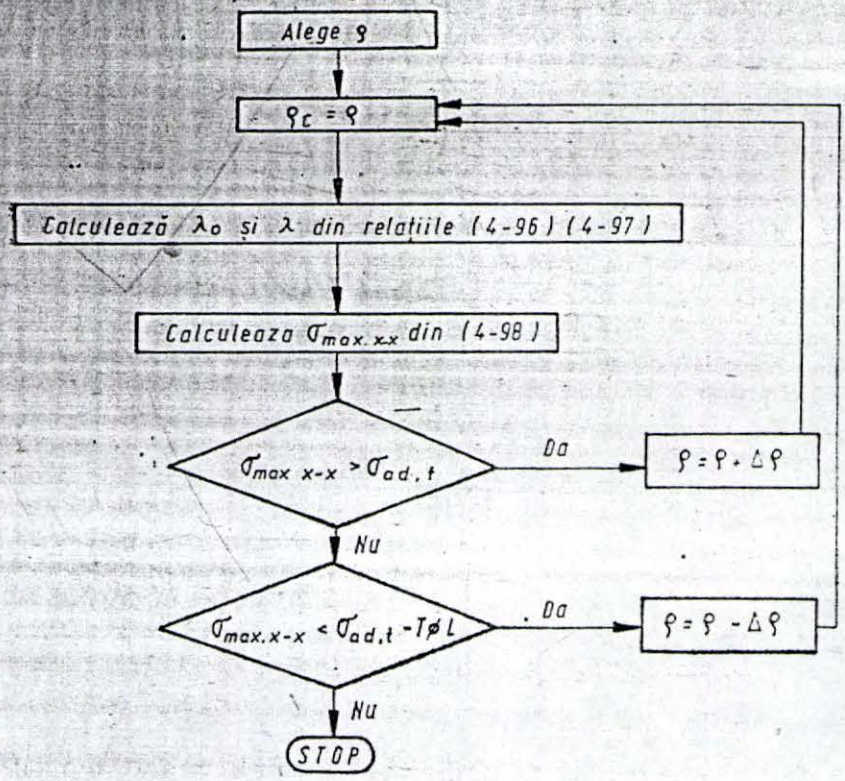


Fig. 4.96 — Schemă logică pentru dimensionarea profilelor de baraje de greutate cu paramentul amonte frînt.

unde M_R este momentul dat de reacțiunile terenului din zona de fundație din stînga secțiunii $x—x$, iar M_{G_0} — momentul dat de greutatea proprie a ranforsei.

Ecuația (4.98) după prelucrări are forma:

$$\frac{\lambda_0^2 \lambda^2 \gamma_b H}{(\lambda_0 + \lambda_0 \rho)^3} (3\lambda - \rho H + 3\lambda_0 \rho^2 - \lambda_0 \rho) = \sigma_{max,\, x-x} \leqslant \sigma_{ad,\, t} \qquad (4.99)$$

Evaluarea parametrilor λ, λ_0 și ρ din relațiile (4.96), (4.97) și (4.98) se poate face iterativ. O schemă logică pentru acest mod de calcul se prezintă în figura 4.96.

Calculele numerice au evidențiat că profilele dimensionate cu relațiile prezentate mai înainte sînt solicitate de eforturi verticale de întindere la paramentul amonte, eforturi care de obicei nu se admit. Corectarea se poate face prin înlocuirea relației (4.98) prin condiția ca efortul vertical amonte lac plin în secțiunea $z—z$, situată la adîncimea $(1 - \rho)\, H$ de la coronament (fig. 4.95, *a*) să fie nul. După prelucrări această condiție are expresia:

$$\lambda = \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_b - m_b \gamma}} \qquad (4.100)$$

în care m_b este coeficientul de reducere a subpresiunilor în beton.

Folosirea calculatoarelor digitale a creat condițiile unor formulări mult mai cuprinzătoare ale problemelor de dimensionare privind atît geometria profilelor analizate cît și diversitatea combinațiilor de încărcări. Astfel

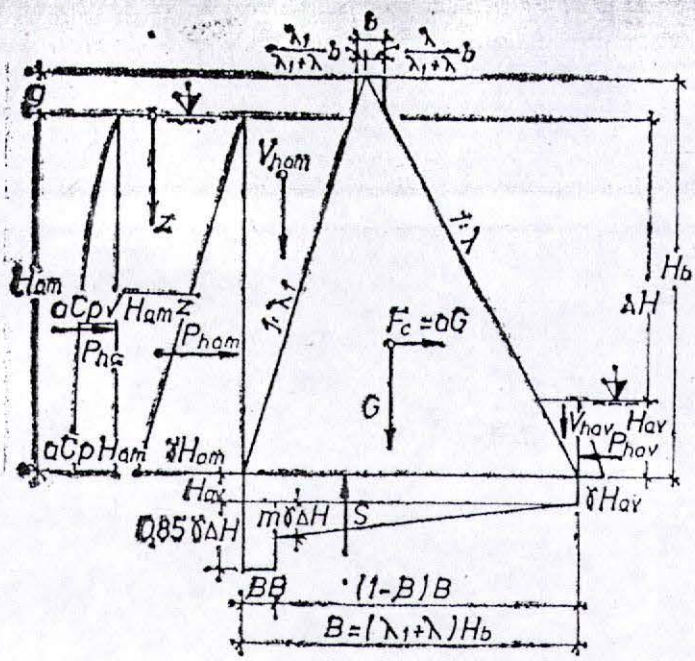


Fig. 4.97 — Elementele geometrice ale profilului și încărcările considerate în dimensionare în programul DIMBARG [40].

secțiunile studiate pot urmări cu fidelitate pe cele reale nemaifiind necesare simplificări, iar numărul de combinații de încărcări care se pot considera este practic nelimitat. În figura 4.97 sînt ilustrate elementele geometrice ale profilului de baraj de greutate și încărcările considerate în dimensionare în programul DIMBARG [40].

Încărcările considerate sînt următoarele: greutatea proprie, presiunea hidrostatică din amonte pentru un nivel stabilit, presiunea hidrostatică din aval pentru un nivel stabilit, subpresiunea statică și dinamică asociată nivelelor din amonte și aval, acțiunea cutremurului (datorat masei barajului și apei din lac) pentru o intensitate stabilită de utilizator.

Presiunea hidrodinamică a apei datorită cutremurului a fost evaluată după relațiile Westergaard în ipoteza repartiției parabolice (fig. 4.97). Coeficientul C_p se determină cu expresia:

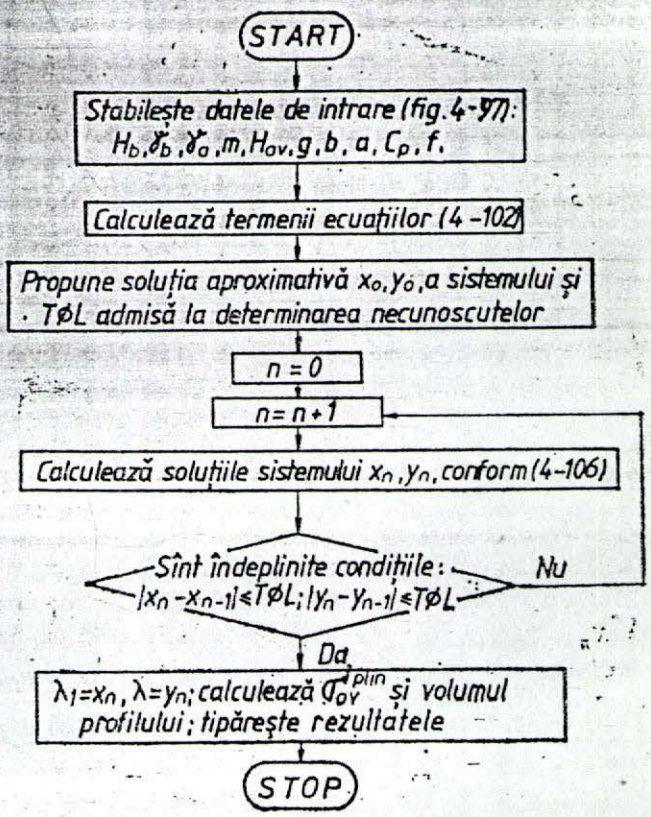
$$C_p = \frac{8{,}17}{\sqrt{1 - \frac{7{,}75}{10^6}\left(\frac{H_{am}}{T}\right)^2}} \quad \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right] \tag{4.101}$$

în care: H_{am} este adîncimea lacului, m; T — perioada dominantă a cutremurului, s.

În evaluarea subpresiunii dinamice se consideră efectele lucrărilor de etanșare și drenaj asupra reducerii infiltrațiilor respectiv a subpresiunilor pe talpa de fundație [31].

O schemă bloc simplificată privind calculele iterative pentru determinarea înclinării paramentelor amonte și aval, aplicată în programul DIMBARG se prezintă în figura 4,98. Deoarece sistemul de două ecuații generat după condițiile (4.93), (4.94) este neliniar, rezolvarea lui se face iterativ, după o generalizare a metodei *Newton — Raphson*.

Fig. 4.98 — Schemă bloc simplificată pentru dimensionarea profilelor barajelor de greutate conform pr gram DIMBARG.



Notînd cu x și y cele două necunoscute λ_1 și λ, sistemul de ecuații are forma:

$$\begin{aligned} F\ (x,\ y) &= 0 \\ G\ (x,\ y) &= 0 \end{aligned} \tag{4.102}$$

și se consideră x_0, y_0 o soluție aproximativă a sistemului. Prin dezvoltare în serie Taylor a funcțiilor $F(x, y)$ și $G(x, y)$ cu considerarea numai a termenilor liniari în x și y, sistemul (4.102) devine un sistem liniar, care după prelucrări are aspectul:

$$\begin{aligned} \frac{\partial F}{\partial x} x + \frac{\partial F}{\partial y} y &= -F + \frac{\partial F}{\partial x} x_0 + \frac{\partial F}{\partial y} y_0 \\ \frac{\partial G}{\partial x} x + \frac{\partial G}{\partial y} y &= -G + \frac{\partial G}{\partial x} x_0 + \frac{\partial G}{\partial y} y_0 \end{aligned} \tag{4.103}$$

Derivatele parțiale și funcțiile F și G sînt evaluate pentru $x = x_0$ și $y = y_0$. În prima iterație soluția sistemului va fi:

$$\begin{aligned} x_1 &= x_0 - \frac{F\frac{\partial G}{\partial y} - G\frac{\partial F}{\partial y}}{J} \\ y_1 &= y_0 + \frac{F\frac{\partial G}{\partial x} - G\frac{\partial F}{\partial x}}{J} \end{aligned} \tag{4.104}$$

unde J este jacobianul sistemului:

$$J = \frac{\partial G}{\partial y}\frac{\partial F}{\partial x} - \frac{\partial F}{\partial y}\frac{\partial G}{\partial x} \tag{4.105}$$

Soluțiile (4.104) devin soluții propuse ale sistemului și calculul se reia cu iterația următoare. Astfel în iterația (n) se vor obține soluțiile:

$$x_n = x_{n-1} - \frac{F\frac{\partial G}{\partial x} - G\frac{\partial F}{\partial y}}{J}$$

$$y_n = y_{n-1} + \frac{F\frac{\partial G}{\partial y} - G\frac{\partial F}{\partial y}}{J} \tag{4.106}$$

unde funcțiile F, G, J și derivatele lor parțiale sînt evaluate pentru $x = x_{n-1}$ și $y = y_{n-1}$.

Algoritmul prezentat este în general rapid convergent, în cazul problemei studiate fiind suficiente 3...4 iterații pentru obținerea unei soluții cu grad de eroare mai mic de 0,001...0,0001 față de soluția exactă.

În figura 4.99 sînt prezentate diagrame de dimensionare conform modelului descris mai înainte. Din primele două cadrane se determină direct înclinările λ_1 și λ, iar din ultimul efortul vertical de la piciorul aval al barajului $\left(\sigma_{av}^{l\,p}\right)$ pentru gruparea de încărcări ilustrată în figura 4.97 (lac plin).

Profilele dimensionate cu metodele simplificate descrise mai înainte sînt verificate și la alte grupări de încărcări, de preferință folosind metode de calcul mai exacte (metoda elementelor finite) și sînt corectate succesiv în funcție de rezultatele noi obținute.

Optimizarea profilelor cu restricții formulate după rezistența materialelor. Criteriul (funcția obiectiv) admis în mod uzual pentru optimizarea profilelor barajelor de greutate este volumul minim de beton. O primă tentativă în acest model s-a prezentat (v. fig. 4.94).

R. Prișcu și *A. Popovici* [43] analizează economicitatea profilului triunghiular cu fundație înclinată considerînd încărcările din greutate proprie, presiune hidrostatică și subpresiune (fig. 4.100). În modelul analizat necunoscutele sînt înclinările celor două paramente și a tălpii de fundație (λ_1, λ, ε). Primele două condiții rezultă scriind condițiile clasice de stabilitate la alunecare și de efort normal nul la piciorul amonte:

$$\frac{\Sigma T}{\Sigma N} = f \tag{4.107}$$

$$\sigma_{n\,am}^{l\,plin} = \frac{\Sigma N}{A} - \frac{\Sigma M}{W} = 0 \tag{4.108}$$

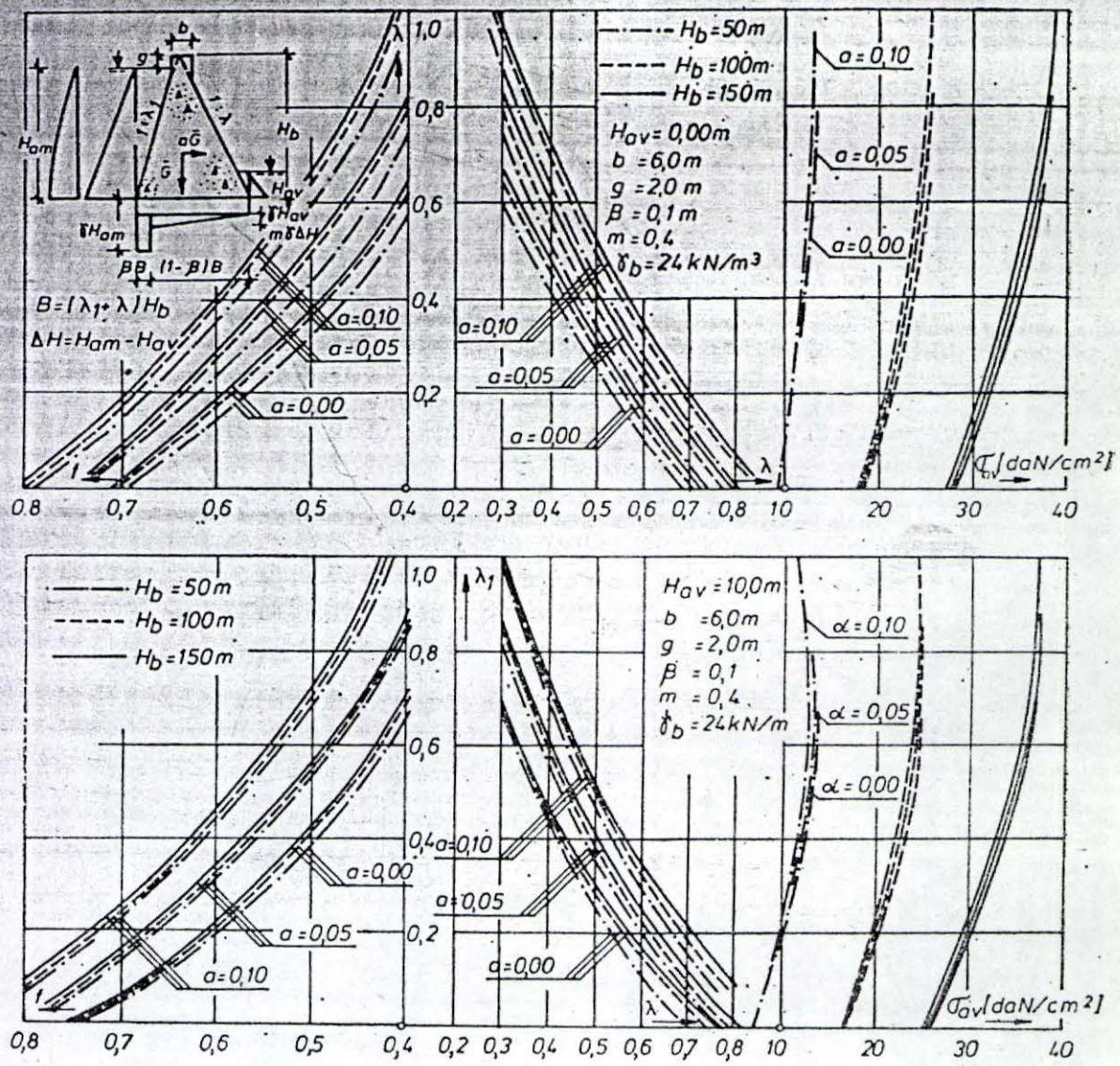


Fig. 4.99 — Diagrame de dimensionare a profilelor barajelor de greutate după programul DIMBARG.

A treia condiție impune ca volumul specific de beton al profilului să fie minim:

$$V(\lambda_1, \lambda, \varepsilon) = V_{minim} \tag{4.109}$$

Din ecuația (4.107) se explicitează λ

$$\lambda = F(\lambda_1, \varepsilon) \tag{4.110}$$

și prin substituție în (4.108) și (4.109) se obține:

$$\psi(\varepsilon, \lambda_1) = 0 \tag{4.111}$$

$$\varphi(\varepsilon, \lambda_1) = \varphi_{minim} \tag{4.112}$$

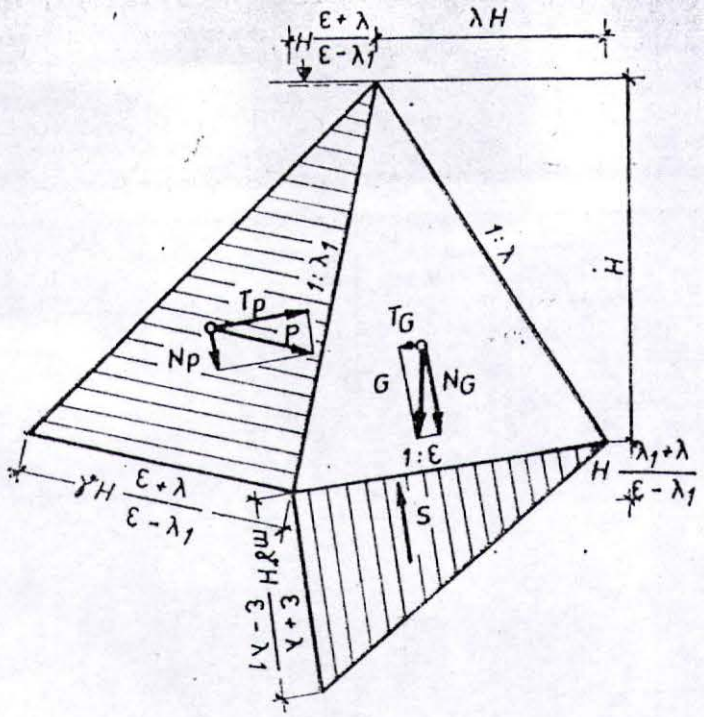


Fig. 4.100 — Schemă pentru studiul optimizării profilelor triunghiulare cu fundație înclinată.

Rezolvarea se face pe schema unei probleme de minim cu legături, soluțiile λ_1 și ε verificînd sistemul ordinar neliniar:

$$\psi(\varepsilon, \lambda_1) = 0 \tag{4.113}$$

$$\frac{\partial \varphi}{\partial \varepsilon}\frac{\partial \psi}{\partial \lambda_1} - \frac{\partial \varphi}{\partial \lambda_1}\frac{\partial \psi}{\partial \varepsilon} = 0 \tag{4.114}$$

Soluțiile λ_1 și ε se obțin printr-un calcul iterativ în (4.113) (4.114) și în final λ se calculează direct din (4.110).

Cîteva profile cu talpa înclinată calculate prin aplicarea modelului descris mai înainte se prezintă comparativ cu profilele cu talpă orizontală în figura 4.101. Se constată că în domeniul coeficienților de frecare mici și mijlocii ($f \leqslant 0{,}62$) înclinarea spre amonte a tălpii de fundație conduce la profile avînd volumul de beton cu 5...10% mai redus decît profilele cu talpă orizontală în condiții echivalente. Înclinarea spre amonte a tălpii se limitează însă la valori $\varepsilon \geqslant 8...10$ din motive constructive și de limitare a volumului sporit de excavații.

Un alt model de optimizare a fost elaborat de *R. Prișcu* și *A. Popovici* [11] plecînd de la observația că parametrii m și f sînt diferiți în corpul barajului și în fundație. Se admit variații ale parametrilor m și f în elevație între valorile de la coronament și de la bază. Se consideră o fîșie de grosime dz decupată din baraj (fig. 4.102) pe care se scriu condițiile de dimensionare clasice. După trecerea la limită și neglijarea infiniților mici de ordin superior se obțin:

— condiția de stabilitate la alunecare

$$\frac{1}{f} - \frac{z}{2f^2}\frac{df}{dz} + \frac{my}{2z} + \frac{m}{2}\frac{dy}{dz} + \frac{1}{m}\frac{dm}{dz}y - \frac{\gamma_b}{\gamma}\frac{y}{z} = \frac{dx}{dz} \tag{4.115}$$

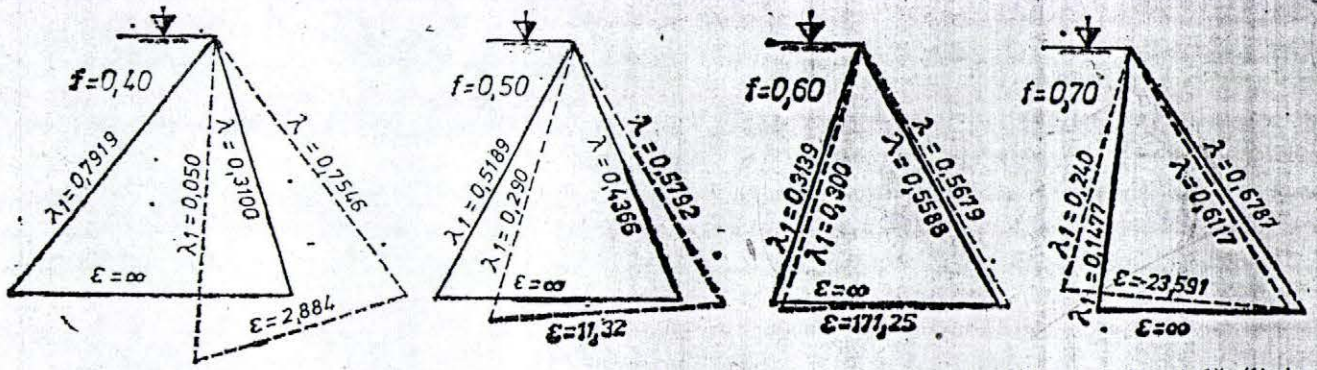


Fig. 4.101 — Profile de baraje de greutate cu fundație înclinată (linie întreruptă) și orizontală (linie plină) dimensionate pentru diferiți f, respectiv pentru $m = 0{,}75$ și $\gamma_b = 23$ kN/m³.

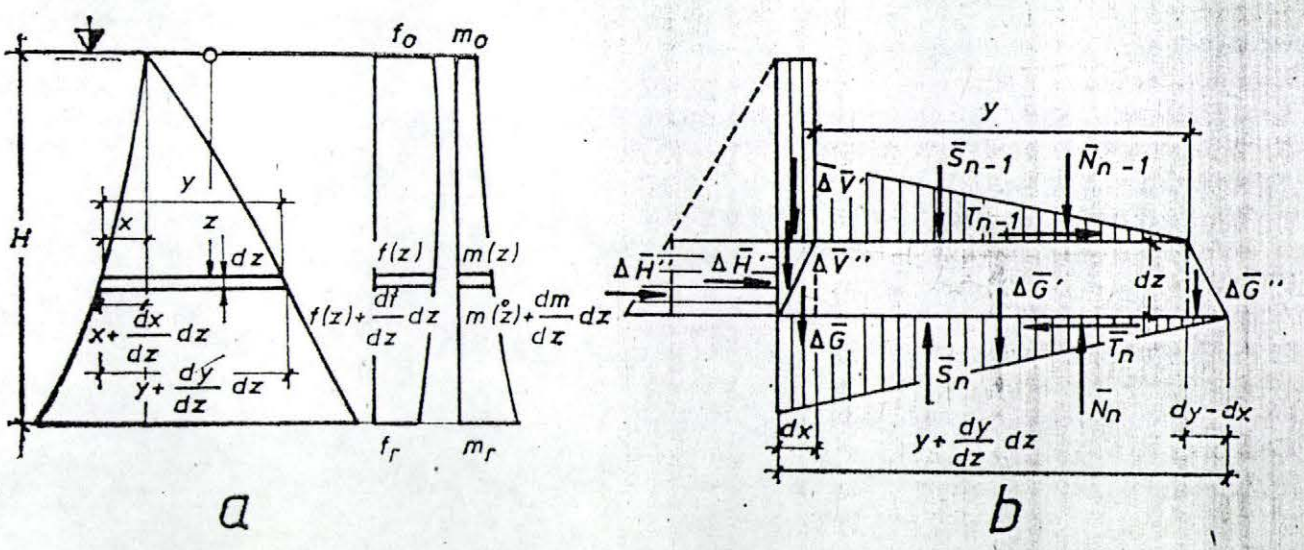


Fig. 4.102 — Schemă de calcul pentru dimensionarea profilelor cu m și f variabili.

— condiția de efort vertical amonte lac plin nul

$$\frac{1}{\frac{1}{2f}-\frac{2y}{3z}+\frac{my}{2z}}\left(\frac{1}{3f}\frac{dy}{dz}-\frac{1}{2}-\frac{m}{6}\frac{y^2}{z^2}+\frac{\gamma_b}{6\gamma}\frac{y^2}{z^2}-\frac{f}{6}\frac{y^2}{z^2}\frac{dm}{dz}\right)=\frac{dx}{dz} \quad (4.116)$$

Soluțiile ecuațiilor (4.115), (4.116) au fost determinate în cazuri concrete de analiză prin metoda diferențelor finite. Spre deosebire de profilul clasic triunghiular care corespunde unor parametri m și f constanți pe înălțimea barajului,în modelul considerat profilele rezultate au paramente curbe (poligonale). După cum se poate observa din figura 4.103 în care s-au ilustrat unele rezultate, distribuirea mai pronunțată a betonului din corpul barajului către baza profilului cu includerea unui volum mărit stabilizator de apă pe paramentul amonte conduce la economii de 2...6% în comparație cu profilul clasic triunghiular.

Optimizarea profilelor cu restricții formulate după metoda elementelor finite. Utilizarea metodei elementelor finite în optimizarea profilelor barajelor de greutate oferă instrumentul de evaluare a stării de eforturi în ansamblul baraj-teren de fundare cu precizie superioară și posibilitatea de a lucra în eforturi efective. Efortul de calcul crește însă substanțial pentru fiecare profil analizat și în consecință aplicabilitatea practică a metodei depinde de posibilitatea găsirii soluției analizînd un număr relativ redus de variante. Ultima problemă poate fi rezolvată aplicînd un algoritm rapid de tip gradient în procesul de optimizare.

P. Suprovici [45] dezvoltă o metodă de optimizare, inclusiv programul de calcul asociat, avînd la bază un procedeu de tip gradient de rezolvare a unei clase de probleme de programare neliniară. Atît funcția obiectiv cît și restricțiile s-au presupus convexe și analitice. Acestea se dezvoltă în serie *Taylor* în vecinătatea unui punct inițial din spațiul necunoscutelor și prin trunchiere se obține o legătură liniară între creșterile argumentelor și creșterile funcțiilor cuprinse în obiectiv și în restricții. Se impun condițiile din restricții iar pentru a asigura corectitudinea aproximației menționate mai înainte se limitează în normă creșterile argumentelor. În acest mod problema devine de programare liniară în creșterile argumentelor, care este

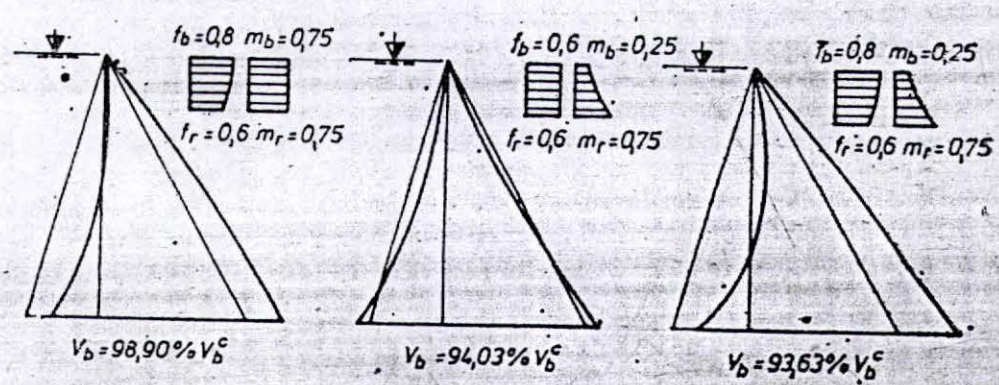


Fig. 4.103 — **Profile de baraje de greutate dimensionate în diverse ipoteze de variație a coeficienților m și f.**

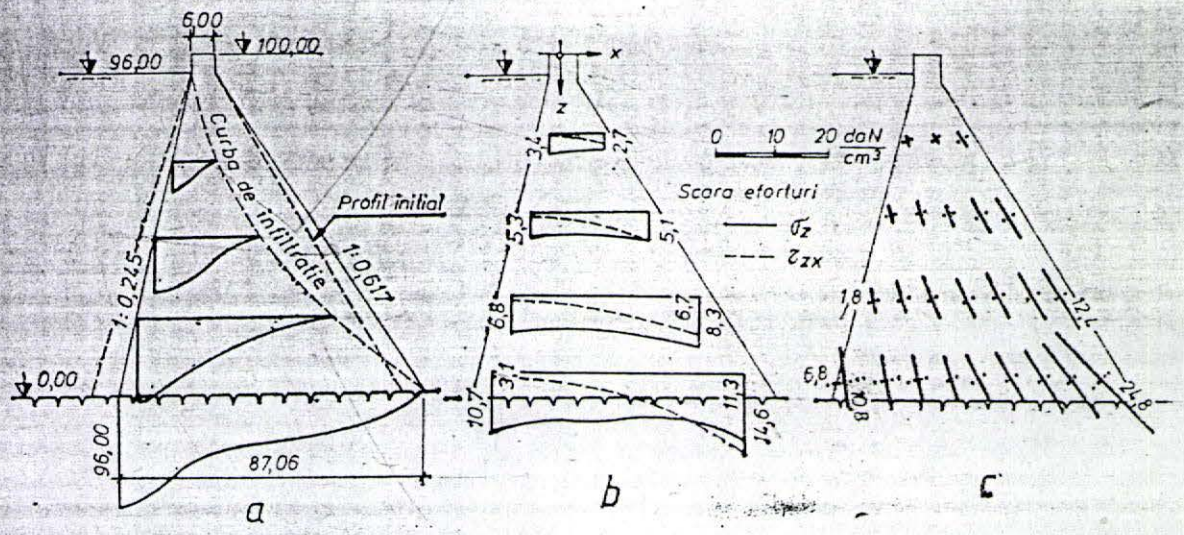


Fig. 4.104 — Profil cu paramente liniare optimizat prin metoda elementelor finite [45]: *a* — diagrame de subpresiuni; *b* — eforturi verticale (linie continuă) și tangențiale (linie întreruptă); *c* — eforturi principale (compresiuni — linie continuă, întinderi — linie din puncte).

rezolvabilă direct. Prin iterare se obțin soluții intermediare, din ce în ce mai bune, care respectă toate restricțiile și care converg în normă către soluția căutată.

În figura 4.104 se prezintă un profil liniar de baraj de greutate care a fost optimizat pe baza procedeului descris mai înainte. Restricțiile au fost impuse sub forma eforturilor efective principale în puncte caracteristice din sistemul baraj-teren de fundare, atît în ipoteza lac plin cît și lac gol. Alte restricții s-au referit la îndeplinirea condiției de stabilitate la alunecare pentru mai multe nivele din corpul barajului și pe talpa de fundație.

O a treia categorie de restricții a rezultat din liniarizarea problemei. Funcția obiectiv a fost volumul specific minim de beton al profilului. După cum se observă profilul optimizat a rezultat avînd permanent eforturi principale minime de întindere, stare care nu este confirmată de măsurătorile din natură (vezi fig. 4.87). Deosebirile provin probabil din ipoteza discutabilă admisă a permeabilității corpului barajului.

Dimensionarea barajelor de greutate cu rosturi lărgite. Condițiile uzuale admise pentru dimensionarea barajelor de greutate cu rosturi lărgite sînt cele clasice: stabilitate la alunecare pe talpa de fundație și efort vertical lac plin la piciorul amonte egal cu zero.

Într-o schemă de calcul conform figurii 4.105, *a*, *R. Prișcu* a explicitat cele două condiții clasice [6]. Solicitările considerate au fost din greutate proprie, presiune hidrostatică a apei din amonte și subpresiune. Diagrama de subpresiune s-a considerat în mod acoperitor de formă triunghiulară cu valoarea $m\gamma H$ la piciorul amonte și 0 la piciorul aval.

Coeficientul de evidare (α) este raportul între lățimea rostului lărgit și lățimea totală a plotului. În domeniul barajelor de greutate cu rosturi lărgite α are valori cuprinse între 0,00 ... 0,30.

Condiția de stabilitate la alunecare are forma:

$$\lambda = \frac{1}{fk_1}\left[\gamma - \lambda_1 f(\gamma + k_1)\right] \qquad (4.117)$$

În condiția de efort vertical amonte nul se înlocuiește λ din (4.117) și se obține următoarea expresie în λ_1:

$$\left[\frac{2}{\gamma}\frac{k_1}{k_3}\left(\frac{3}{2}\gamma + k_1 - \gamma_b k_3\right) - (\gamma_b - m\gamma)\right]\lambda_1^2 + \frac{1}{f}\left[k_1\left(\frac{2\gamma_b}{\gamma} + \frac{1}{k_2} - \frac{3}{k_3}\right) + 2(\gamma_b - m\gamma)\right]\lambda_1 - \frac{1}{f^2}\left[k_1\left(\frac{1}{k_2} - 2\frac{f^2}{\gamma}\frac{k_1}{k_3}\right) + (\gamma_b - m\gamma)\right] = 0 \qquad (4.118)$$

unde $k_1 = (\gamma_b - m\gamma) + \alpha m\gamma(1 - \beta) - \alpha\gamma_b(1 - \beta)^2$

$$k_2 = 1 - \alpha(1 - \beta)$$

$$k_3 = 1 - \alpha(1 - \beta)^3$$

În figura 4.105 sînt ilustrate diagrame caracteristice pentru dimensionarea barajelor de greutate cu rosturi lărgite, evaluate prin aplicarea relațiilor (4.117) și (4.118). Calculele arată că economicitatea barajelor cu rosturi lărgite în raport cu cele de greutate clasice crește sensibil cu coeficientul de evidare (α) și mai lent cu coeficientul de frecare statică (f). Ea este de exemplu de circa 10% pentru $\alpha = 0{,}20$ și $f = 0{,}50$ și 11% pentru $\alpha = 0{,}20$ și $f = 0{,}80$.

Dimensionarea barajelor precomprimate. Dimensionarea în ansamblu a unui baraj precomprimat cuprinde două faze: dimensionarea barajului propriu-zis și calculul ancorelor.

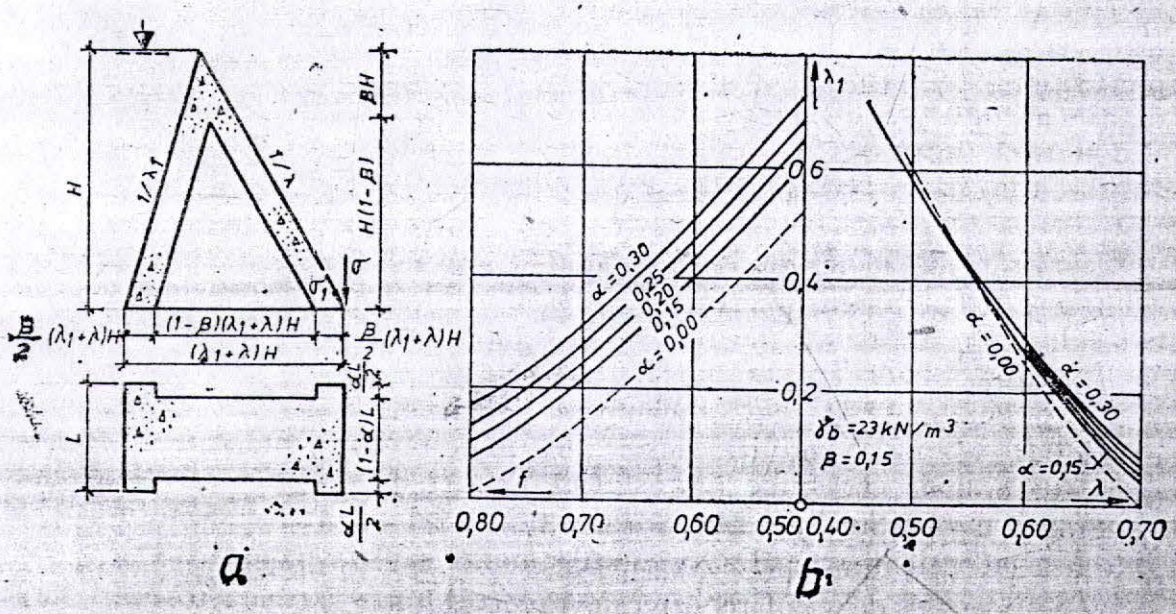


Fig. 4.105 — Diagrame pentru predimensionarea barajelor cu rosturi lărgite: *a* — schemă de calcul; *b* — variația înclinării paramentelor cu f și α.

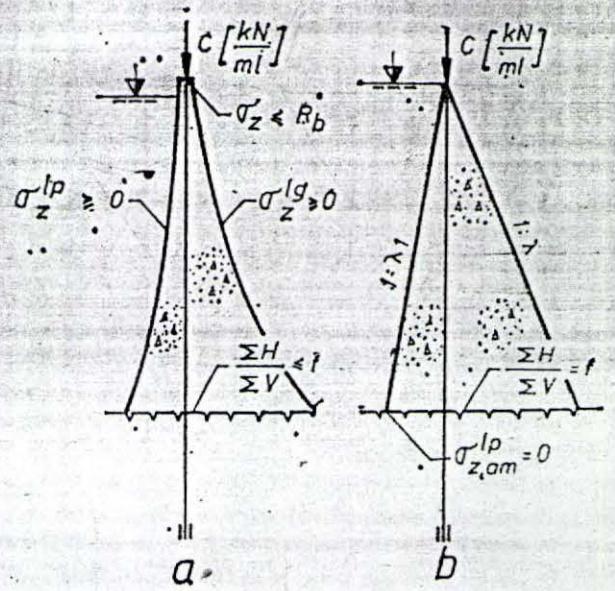


Fig. 4.106 — Scheme de calcul pentru barajele precomprimate; *a* — cu paramente curbe; *b* — cu profil triunghiular.

Criteriile de dimensionare pentru baraj, ținînd seama de efectele forței de precomprimare pot fi sistematizate astfel (fig. 4.106, *a*):

— eliminarea eforturilor de întindere la paramentul amonte în ipoteza lac plin pe toată înălțimea barajului;

— păstrarea eforturilor maxime de compresiune în beton în special în zona coronamentului sau a paramentului aval în ipoteza lac plin în limita eforturilor admisibile în beton;

— îndeplinirea condiției de stabilitate la alunecare în secțiunea de fundație și oricare altă secțiune orizontală pe înălțimea profilului;

— eliminarea sau limitarea eforturilor de întindere la paramentul aval în ipoteza lac gol pe toată înălțimea barajului.

Condițiile asupra eforturilor se scriu de obicei pentru eforturile verticale dar este posibil să fie formulate și în eforturi principale.

În cazul simplificat al profilelor triunghiulare, înclinările paramentelor, λ_1 și λ se determină din cele două condiții de dimensionare clasice pentru barajele de greutate triunghiulare, considerînd efectul forței de precomprimare (kN/ml) (fig. 4.106, *b*) [6].

În tr-oschemă de calcul conformă criteriilor ilustrate în figura 4.106, *a*, la care s-a adăugat condiția de cost total minim al profilului din beton și ancorelor raportate la metru liniar, *R. Prișcu, D. Stematiu* și *C. Stere* [46] analizează forma și economicitatea barajelor precomprimate. În figura 4.107 sînt prezentate forme de profile optimizate în cazul unui baraj de 30 m înălțime pentru diverse forțe specifice de precomprimare (C). În calcule s-a admis coeficientul de frecare beton-rocă $f = 0{,}65$ și rezistența la compresiune a betonului $R_b = 100$ daN/cm². Grosimea la coronament a barajului (*b*) s-a determinat din următoarele două restricții:

$$b = max \begin{cases} \geq 1{,}50 \text{ m} \\ = \dfrac{C}{R_b} \end{cases} \qquad (4.119)$$

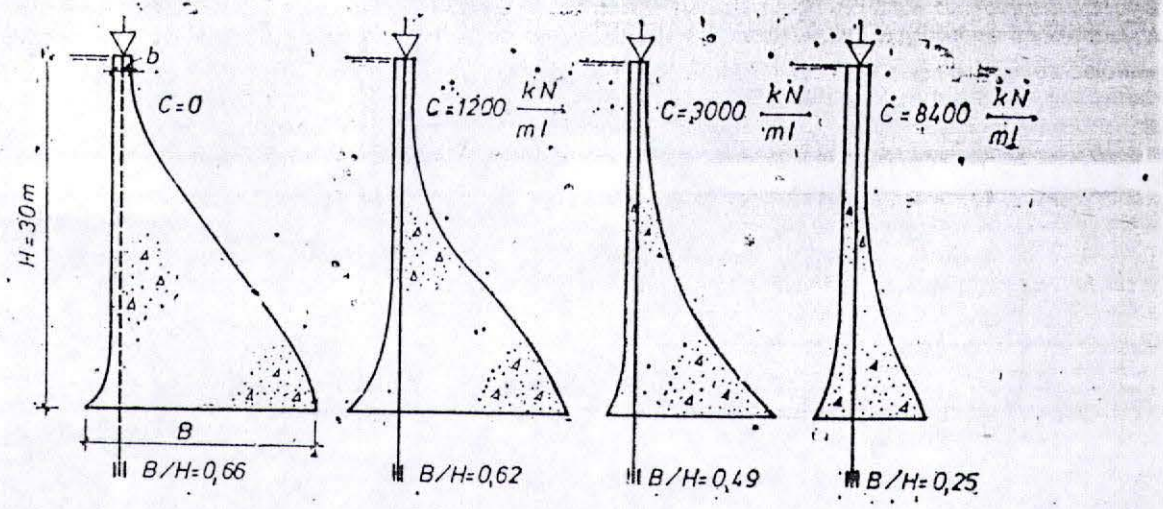


Fig. 4.107 — Forme de profile optimizate la un baraj cu $H = 30$ m în funcție de forța de precomprimare specifică ($f = 0{,}65$, $R_b = 100$ daN/cm²) [46].

Studiul a evidențiat existența unei forțe de precomprimare specifice (C) pentru care economicitatea soluției este maximă în raport cu un baraj de greutate obișnuit (fig. 4.108). Economiile maxime nu variază semnificativ cu înălțimea barajului și se mențin la valori de circa 60%.

Cea de-a doua etapă cuprinde calculul ancorelor în condițiile cunoașterii din prima etapă a forței specifice de precomprimare (C). Forța de pretensionare într-o ancoră în condiții normale se poate alege între 1 și 20 MPa și depinde în principal de tipul ancorei. Studiile au pus în evidență că forța de pretensionare din ancoră se transferă rocii în zona de capăt a ancorajului chiar în cazul ancorelor cimentate pe întreaga lungime. Criteriile uzuale de calcul al ancorelor pretensionate sînt următoarele:

— asigurarea împotriva ruperii ancorei prin limitarea eforturilor unitare de întindere (pretensionare) și alegerea adecvată a secțiunii transversale a ancorei;

— asigurarea împotriva cedării contactului dintre ancoraj și rocă, prin alegerea corectă a lungimii de ancorare;

— asigurarea împotriva smulgerii (cedării) rocii sub acțiunea încărcărilor de pe baraj și din ancoraj.

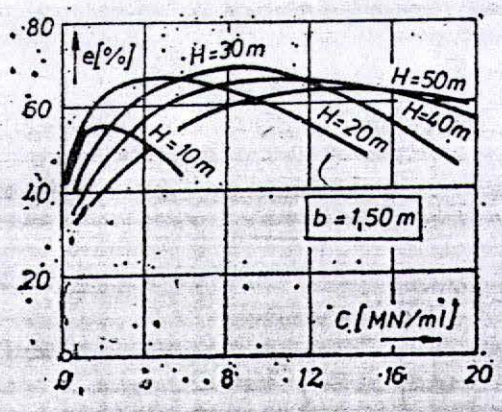


Fig. 4.108 — Variația economicității (e) profilelor precomprimate în raport cu profilele clasice de baraje de greutate dimensionate în condiții echivalente ($p_a/p_b = 15$; p_a — preț global pe tona de ancore pretensionate; p_b — preț global pe metru cub de beton în baraj).

Prima condiție nu depinde de adîncimea ancorei și se folosește pentru determinarea secțiunii ancorei (ω):

$$\omega = \frac{c_1 F}{\sigma_{ad,t}} \tag{4.120}$$

unde: c_1 este coeficient de siguranță la rupere egal cu 2,0 ... 2,5; F — forța totală de pretensionare a ancorei; $\sigma_{ad,t}$ — efortul admisibil la întindere depinzînd de calitatea oțelului folosit în ancore.

Cea de a doua condiție permite determinarea lungimii ancorajului de capăt al ancorei (l) în funcție de calitarea cimentării exprimată prin efortul de aderență admisibil (τ_{ad}) pe suprafața de contact ancoraj-rocă:

$$l = \frac{c_2 F}{\pi D \tau_{ad}} \tag{4.121}$$

unde c_2 este coeficient de siguranță la smulgere egal cu 2,5 ... 3,0, iar D diametrul forajului.

Experiențele din U.R.S.S. [9] au condus la concluzia că în cazul unor ancore pretensionate cu $F = 6$ MPa cu diametrul forajului $D = 219$ mm lungimea ancorajului l trebuie să fie egală cu 25 D.

Verificarea smulgerii rocii (condiția a treia) se face uzual pe suprafețe de cedare conice (fig. 4.109) cu vîrful la limita inferioară a ancorajului pentru cele de tip bulb sau la limita superioară pentru ancorajele cu diametrul egal cu al întregului foraj. Unghiul de la vîrful conului (2α) poate fi ales de maximum 90° sau mai mic în cazul ancorelor dese cînd este limitat la raza lor de influență (conurile devin secante la suprafața terenului). Condiția de verificare a smulgerii rocii poate fi folosită pentru determinarea preliminară a adîncimii de ancorare (h) măsurată de la suprafața terenului. Dacă se neglijează eforturile care apar pe suprafața laterală a conului de smulgere, condiția poate fi scrisă prin simpla egalitate între forța de pretensionare a ancorei (F) și greutatea conului:

$$F = 1/3 k \gamma_r \pi r^2 h \tag{4.122}$$

unde : k este raportul între adîncimea conului și adîncimea ancorei ($k = h_1/h$ în fig. 4.109,b) putînd avea valori între 0,50 și 1,00; γ_r — greutatea volumetrică a rocii; r — raza conului la suprafața terenului.

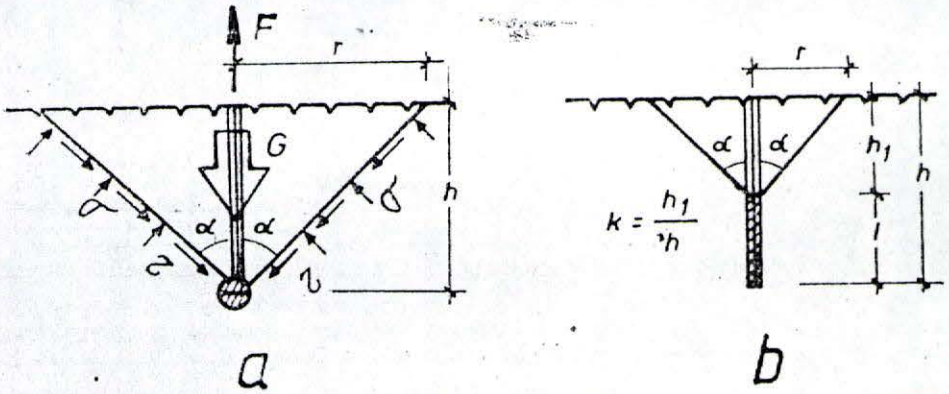


Fig. 4.109 — Scheme pentru calculul adîncimii de ancorare: *a* — ancoraj tip bulb (lărgit); *b* — ancoraj în foraj cu diametru constant pe toată lungimea ancorei.

Dacă se iau în considerație eforturile de aderență (τ) și de frecare ($f\sigma$) care apar pe suprafața conului de smulgere, condiția de verificare devine:

$$F - G = \pi khr\tau + f_r(G - F)\sin\alpha\cos\alpha - (G - F)\sin^2\alpha \qquad (4.123)$$

unde G este greutatea conului de smulgere a rocii.

În relația (4.123) coeficientul de frecare statică rocă-rocă $f_r = 0$ dacă $G < F$ și $f_r = 0{,}30 \ldots 0{,}80$, depinzînd de calitatea rocii, dacă $G > F$. Efortul de aderență τ poate fi considerat de 1 MPa pentru șisturi, 3 MPa pentru granit și 5 MPa pentru diabaz.

În condițiile concrete ale unui baraj precomprimat, relațiile (4.122) și (4.123) pot fi acceptate numai cu rezerve și verificări suplimentare. Studii aprofundate asupra stării de eforturi produse de ancoraj în ansamblul baraj-teren de fundare au pus în evidență producerea unor eforturi de întindere de-a lungul unor suprafețe care pleacă de la piciorul amonte al barajului către punctul de ancorare. Eforturile cresc pe măsură ce adîncimea de ancoraj scade (fig. 4.110) [38]. Rezultă că zona de ancorare trebuie aleasă la o adîncime suficient de mare pentru a reduce la minimum riscul apariției unor întinderi excesive. Pe de altă parte, pe direcțiile normale față de eforturile de întindere se pot dezvolta fisuri deschise de-a lungul cărora presiunea hidrostatică din amonte se aplică la valoare integrală. În aceste condiții se recomandă ca punctul de ancorare să se aleagă la o adîncime care depășește cu puțin lățimea la bază a barajului.

Pe baza considerațiilor expuse mai înainte s-a dezvoltat o schemă practică de calcul care se poate aplica pentru determinarea adîncimii de ancorare (fig. 4.111). Se duce un arc de cerc (CA) cu centrul în piciorul aval al barajului și care trece prin punctul de ancoraj, care se presupune a fi traiectoria unei fisuri deschise. În lungul fisurii, presiunea hidrostatică acționează la valoare integrală iar din punctul A pe linia AB ea are o distribuție triunghiulară ajungînd la 0 în punctul B. Se consideră solici-

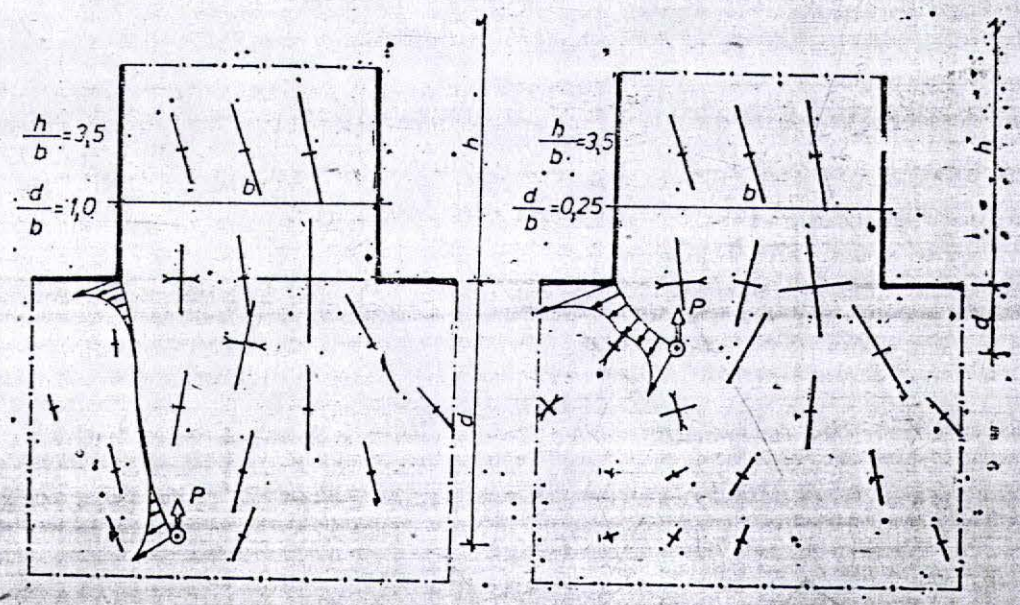


Fig. 4.110 — Eforturi principale din forța de precomprimare, greutatea proprie și presiunea hidrostatică într-un ansamblu perete cu dimensiuni b și h — teren de fundare, în funcție de adîncimea de ancorare (d).

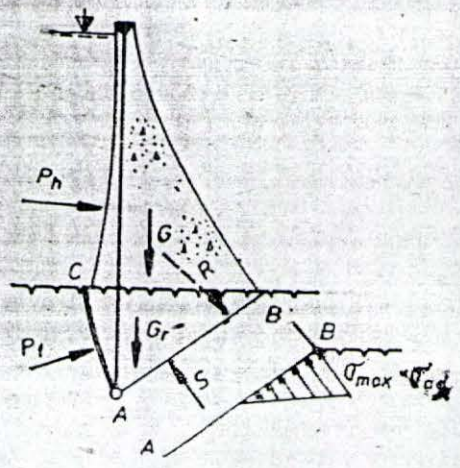


Fig. 4.111 — Schemă de calcul pentru verificarea adîncimii ancorajului.

tările din presiunea hidrostatică, greutatea proprie a barajului și a rocii pe conturul CBA și se calculează valoarea și poziția rezultantei față de suprafața AB. Dacă poziția rezultantei se găsește în interiorul secțiunii AB, adîncimea ancorajului se consideră satisfăcătoare. Totodată eforturile în secțiune, calculate în ipoteza distribuției liniare, trebuie să fie limitate la efortul admisibil în masivul de rocă.

Metoda prezentată mai înainte este asemănătoare cu procedurile folosite pentru verificarea stabilității la alunecare a barajelor din materiale necoezive. Încercări pe modele realizate pentru barajul Catagunya au relevat un mecanism de cedare similar cu cel considerat în modelul de calcul prezentat mai înainte.

Se reamintește că forța de pretensionare inițială din ancore scade în timp datorită fenomenelor de curgere lentă ale betonului și rocii, contracției betonului. De asemenea, ea este influențată de variațiile termice. Practic reducerile nu depășesc 10% din forța inițială de pretensionare.

4.8. BARAJE CU CONTRAFORTI. ELEMENTE CONSTRUCTIVE ȘI TEHNOLOGICE

Baraje evidate. În 4.1 s-au prezentat aspecte istorice și conceptuale privind evoluția barajelor cu contraforți incluzînd pe cele evidate și s-au făcut unele exemplificări.

În cazul barajelor de greutate circa un sfert din volumul de beton apare necesar pentru contrabalansarea forței de subpresiune de pe talpa de fundație, în cadrul condiției de stabilitate la alunecare. Ideea practicării unor cavități în zona de fundație a barajului are scopul principal să reducă subpresiunile și implicit necesitatea greutății de beton pentru contrabalansare. Cavitățile se realizează în zonele din interiorul profilului care atît în ipoteza lac plin cît și lac gol sînt mai puțin solicitate decît zonele exterioare.

Simultan profilul cu cavități trebuie să asigure o transmitere echilibrată a încărcărilor prin structură către terenul de fundare. Includerea unui prism de apă stabilizator mai mare prin îndulcirea pantei paramentului amonte are efecte pozitive atît asupra îndeplinirii condiției de stabilitate la alunecare cît și asupra distribuției eforturilor pe talpa de fundație.

Aplicarea criteriilor de mai sus a condus la diversele variante structurale care vor fi analizate în acest paragraf. Economiile la volumul de beton nu se concretizează automat în economii echivalente la prețul de cost. Costurile suplimentare ale cofrajelor, ale turnării betonului în spații înguste sau ale armării elementelor structurale subțiri solicitate la întindere din încovoiere pot anula uneori integral economiile rezultate din reducerea volumului de beton față de soluția de baraj de greutate obișnuit.

În condițiile menționate mai înainte, *Claudio Marcello* a optat pentru un profil din beton simplu cu contraforți dubli, deschis aval, avînd înclinările paramentelor amonte și aval simetrice și egale cu 1 : 0,45, ceea ce conduce la un raport bază pe înălțime de 0,90 (vezi figurile 4,5, *c* și 4.16, *a*). Profilul imaginat de *Claudio Marcello* este considerat prororipul barajelor evidate moderne. El corespunde în mod acoperitor unui domeniu larg de condiții geotehnice (f, σ_{ad}) și a fost aplicat fără modificări de geometrie în zeci de amplasamente de baraje din Italia și din alte țări [38, 6].

Barajul Ancipa (fig. 4.112) ($H = 112$ m) construit în Sicilia în perioada 1949—52 este un exemplu reprezentativ fiind cel mai înalt baraj evidat din Italia. Valea cu o deschidere de 253 m la nivelul coronamentului este barată cu 9 ploturi de 22 m lățime și cu aripi de închidere la ambele maluri. Sînt de remarcat rosturile longitudinale de contracție care urmăresc traiectoriile eforturilor principale de ordinul II. În perioada de exploatare s-a urmărit în mod special evoluția temperaturii din contraforți și din golul ploturilor. S-a constatat că variația temperaturii aerului este puternic resimțită și că eforturile termice din corpul barajului ating valori importante.

Amenajarea Itaipu, a cărei baraj principal cu înălțimea maximă de 185 m este de tipul evidat, a fost descrisă pe scurt și ilustrată în figura 4.17. Aici se vor face în completare unele referiri asupra celor mai interesante soluții constructive aplicate la barajul evidat al amenajării, baraj de construcție recentă (1982) și care deține recordul de înălțime la categoria celor evidate [10].

Principalele avantaje ale soluției cu baraj evidat în locul celei cu baraj de greutate clasic în amplasamentul Itaipu au fost următoarele:

— circa 25% reduceri ale volumului de beton;

— stabilitate mai bună împotriva răsturnării datorită îndulcirii pantei paramentului amonte și măririi lățimii la bază;

— disipare mai bună a căldurii de hidratare datorită grosimii mai reduse a contraforților și a numărului sporit de suprafețe la zi prin care se degajă căldura din interior;

— flexibilitate mai mare de construcție datorită numărului mai mare de blocuri;

— reduceri ale subpresiunilor pe talpa de fundație și un sistem de drenaj mai eficient;

— circa 12% reducere a prețului de cost.

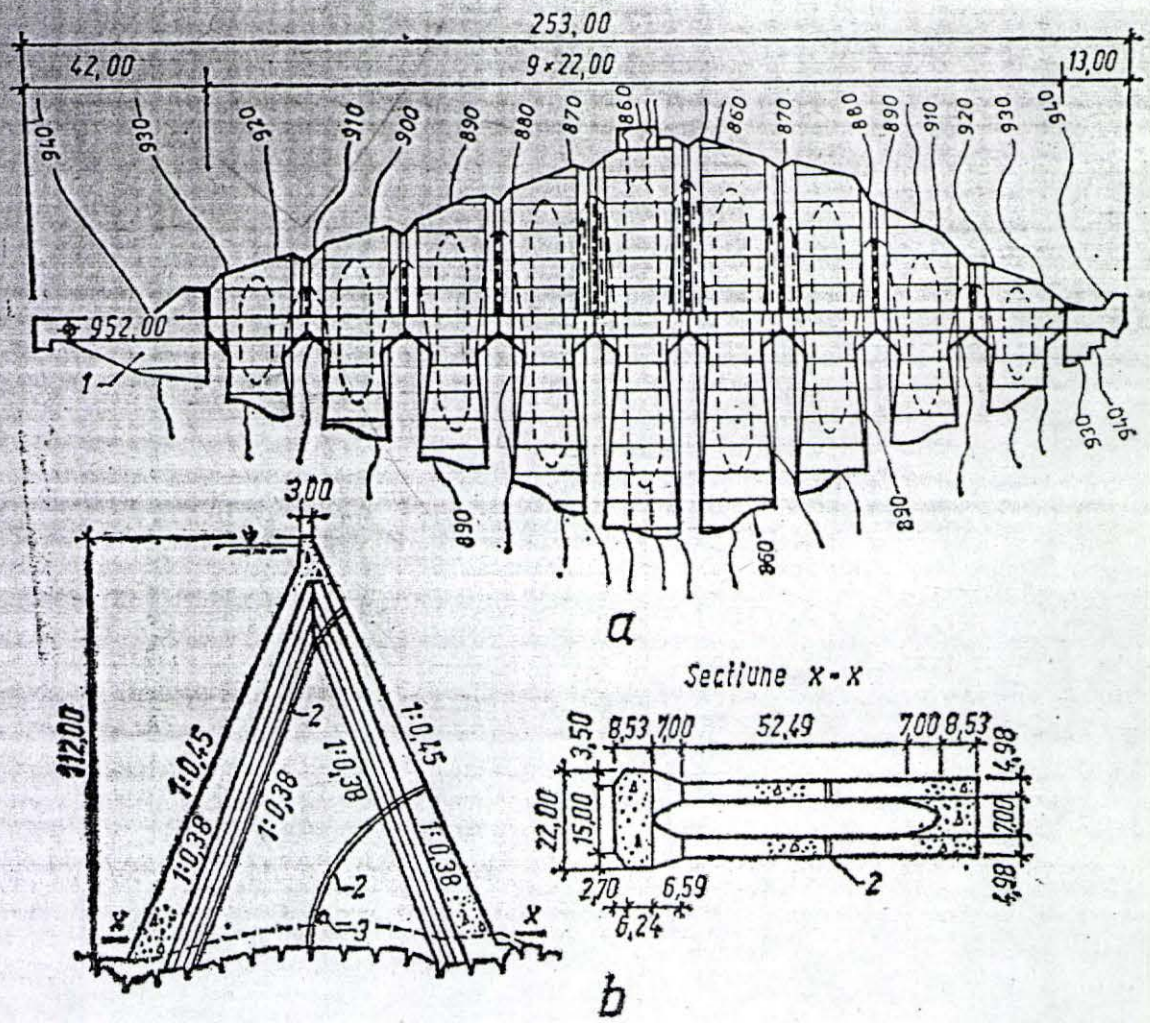


Fig. 4.112 — Barajul Ancipa: *a* — vedere în plan; *b* — secțiuni caracteristice; *1* — aripă de închidere; *2* — rost de contracție; *3* — galerie de drenaj.

Într-o analiză cuprinzătoare între cele două tipuri de baraje, trebuie considerate și unele dezavantaje ale soluției evidate ca:

— dozaj mai mare de ciment pentru unele părți din structură;

— consum specific mai mare de cofraje;

— posibilă reducere a ritmului de punere în operă a betonului datorită complexității formelor la capetele amonte și aval;

— dificultăți în excavarea treptelor de rezemare a blocurilor pe versanți;

— necesitatea prevederii de armături de oțel în zonele de concentrări de eforturi sau la limita rosturilor de contracție.

În figura 4.113 este prezentat sistemul de etanșare și rețeaua de drenaj din rosturile de contracție transversale dintre ploturile barajului Itaipu. Au fost prevăzute trei rînduri de etanșări cu benzi PVC. Prima etanșare a fost plasată la o distanță variind de la 7,50 m la bază la 1,00 m la coronament, față de marginea amonte a rostului pentru a beneficia de efectul pozitiv al presiunii hidrostatice laterale asupra stării de eforturi în placa amonte a blocului. În interspațiul format între al doilea și al treilea rînd de etanșare s-au prevăzut rampe de injecții pentru eventuale injectări ulterioare

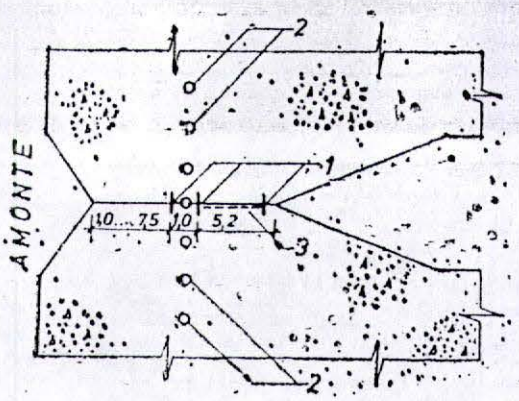


Fig. 4.113 — Rost transversal de contracție la barajul Itaipu: 1 — benzi de etanșare PVC; 2 — tuburi de drenaj ø 20...30 cm la 3 m distanță; 3 — rampă pentru eventuala injectare a rostului.

dacă vor apărea necesare. O rețea de drenaj alcătuită din tuburi ∅ 20...30 cm așezate la 3 m distanță captează infiltrațiile prin beton și le dirijează în galeriile din corpul barajului de unde sînt evacuate în bieful aval.

Forma plăcii amonte a fost finisată prin analize cuprinzătoare a stării de eforturi efectuate prin metoda elementelor finite.

Datorită dimensiunilor mari în secțiunea transversală, barajul evidat Itaipu a fost prevăzut cu rosturi longitudinale de contracție. Au fost analizate patru variante de dispunere a rosturilor longitudinale de contracție în acord cu sistemele uzuale care se aplică la barajele cu contraforți (fig. 4.114). Orientarea rosturilor pe direcțiile traiectoriilor eforturilor principale la lac plin are avantajul slăbirii minime a rezistențelor în secțiune, eforturile tangențiale fiind nule pe aceste direcții. Rosturile verticale ar fi avut avantajul simplificării execuției. Schema care s-a adoptat (fig. 4.114, *b*) cu trei rosturi paralele cu paramentul aval și un rost aproximativ paralel cu paramentul amonte a prezentat următoarele avantaje:

— fragmentarea suprafeței orizontale a blocului în mai multe lamele care pot fi turnate simultan (cea mai mare lamelă poate fi turnată cu o macara funicular în 24 ore);

— compatibilitatea între direcția cablurilor macaralelor funicular și forma lamelelor;

— fragmentarea optimă pentru transmiterea către fundație a presiunii hidrostatice din amonte.

Rosturile longitudinale de contracție se injectează înainte de punerea sub sarcină a barajului, în vederea obținerii unei structuri monolite. Injec-

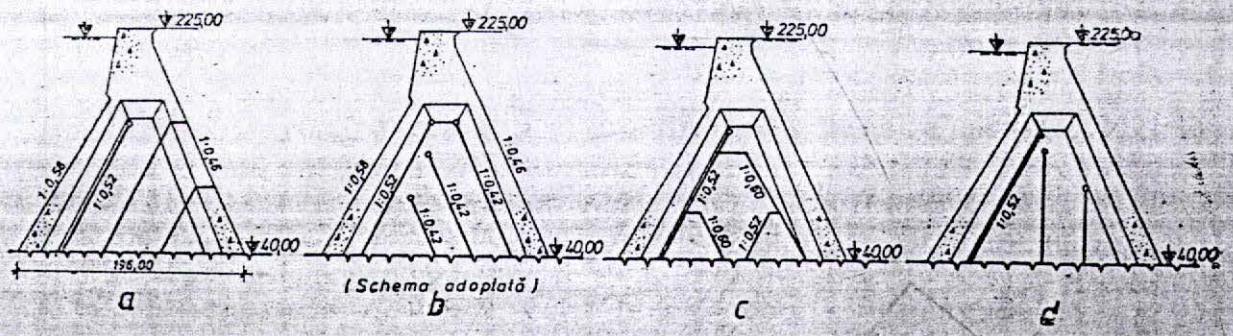


Fig. 4.114 — Scheme de dispunere a rosturilor longitudinale de contracție analizate pentru barajul Itaipu: *a* — pe direcția traiectoriilor eforturilor principale de ordinul II; *b* — paralele cu paramentele; *c* — pe direcția traiectoriilor eforturilor principale de ordinul I și paralel cu paramentul amonte; *d* — verticale și paralel cu paramentul amonte.

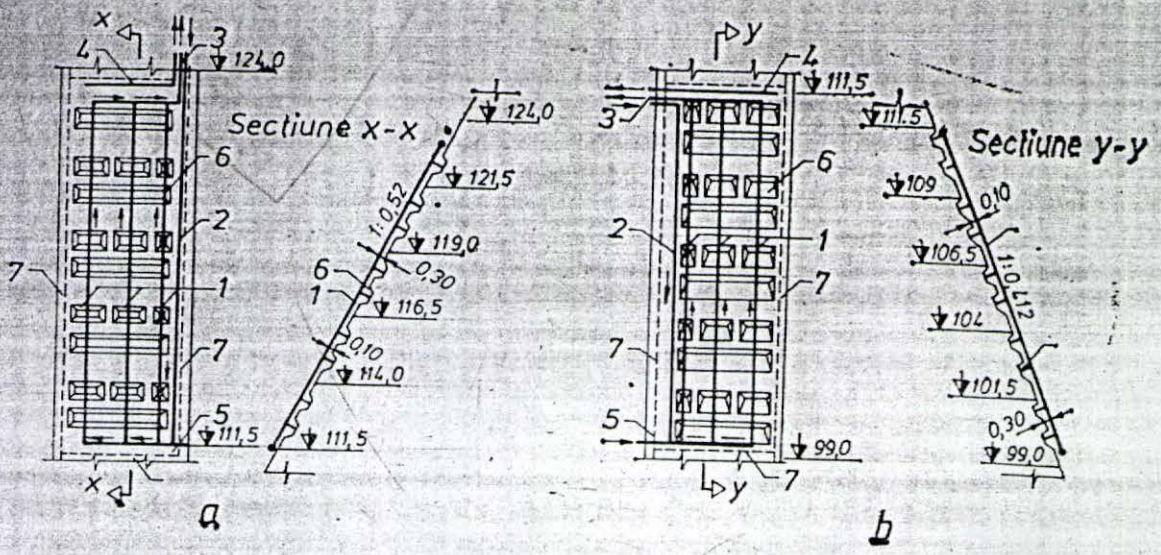


Fig. 4.115 — Barajul Itaipu — Scheme de cîmpuri de injectare a rosturilor longitudinale: *a* — rost paralel cu paramentul amonte; *b* — rosturi paralele cu paramentul aval; *1* — rampe de injecții; *2* — conductă de alimentare ∅ 11/2″; *3* — conductă de control ieșire; *4* — dren pentru aer și apă; *5* — conductă de injecție de rezervă ∅ 11/2″; *6* — proeminențe prismatice pentru preluarea eforturilor de lunecare pe rost; *7* — bandă PVC de etanșare.

tarea se face într-o perioadă de deschidere satisfăcătoare a rosturilor (după anotimpul rece) pentru realizarea penetrării laptelui de ciment în rosturi. În figura 4.115 sînt ilustrate schemele a două tipuri de cîmpuri de injectare a rosturilor longitudinale. Înălțimea unui cîmp de injectare a fost aleasă de 12,5 m. Presiunea de injectare la partea superioară a cîmpului injectat s-a limitat la 3 at, iar raportul *a/c* al laptelui de ciment a variat în greutate între 1 : 1 și 5 : 1. Un sistem de reinjectare de rezervă a rosturilor dacă ele se redeschid după umplerea lacului a fost de asemenea prevăzut.

În figura 4.116 se prezintă un sistem interesant de consolidare a unor zone mai slabe din terenul de fundare a celor patru blocuri din albie ale barajului Itaipu. Terenul de fundare alcătuit din bazalt prezenta discontinuități majore și straturi de brecii, zona cea mai slabă fiind la cota 20 raportată la cota 30 care era cea mai coborîtă cotă de fundare a blocurilor În locul soluției conservative de coborîre a cotei de fundare și îndepărtare a straturilor slabe care ar fi sporit substanțial volumul excavațiilor și al betoanelor pe lîngă întîrzierile în finalizarea lucrării s-a adoptat un sistem de consolidare a zonei printr-o rețea de tunele umplute cu beton. Rețeaua a servit inițial pentru investigații și umplerea ei cu beton s-a desfășurat simultan cu lucrările de betonare de suprafață. După umplerea cu beton s-au făcut injecții pe contactul beton-rocă pentru creșterea siguranței la alunecare și reducerea deformabilității terenului de fundare.

În sinteză, comparativ cu barajele de greutate obișnuite, barajele evidate au următoarele avantaje:

— reducerea subpresiunilor pe talpa barajului care se materializează în reduceri ale volumului necesar de beton al barajului; reducerea presiunilor din porii betonului care asigură menținerea la uscat a unei părți însemnate din corpul barajului;

— mărirea stabilității la alunecare prin reducerea subpresiunilor și prin efectul încastrării laterale a contraforților în terenul de fundare;

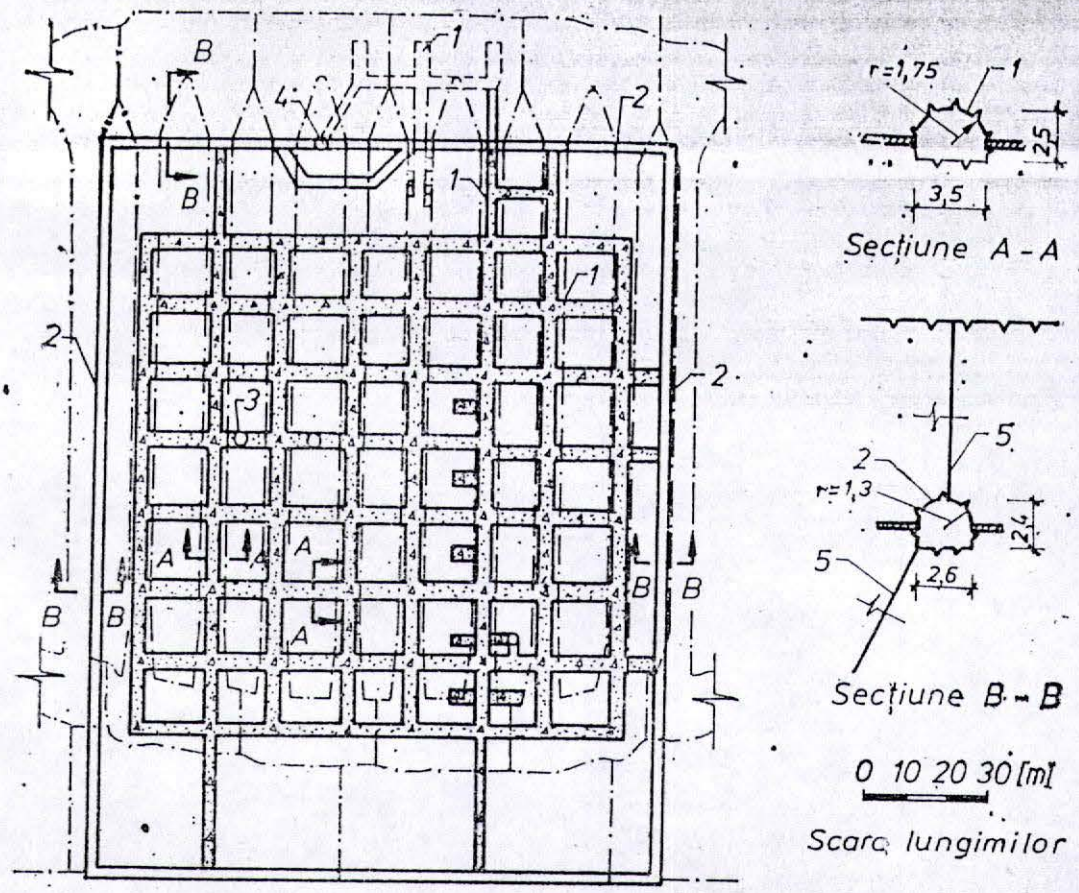


Fig. 4.116 — Sistem de consolidare a terenului de fundare a ploturilor din albie la barajul Itaipu, prin rețea de tunele betonate: *1* — tunele umplute cu beton; *2* — tunel de drenaj; *3,4* — puțuri de acces folosite de asemenea pentru ventilație; *5* — drenuri forate.

— degajarea mai ușoară a căldurii de hidratare a cimentului, materializată prin reducerea vîrfului termic în corpul de beton, micșorarea contracțiilor de întărire a betonului și a pericolului de fisurare;

— supravegherea directă a comportării construcției cu intervenții facilitate de posibilitățile largi de acces dinspre aval.

Dezavantajele principale provin din stabilitatea longitudinală mai redusă în special a ploturilor fundate pe versanți puternic înclinați și din pericolul de fisurare a elementelor structurale componente ale unui plot evidat împiedicate să se deformeze liber sub efectul variațiilor de temperatură ale mediului ambiant. Alte dezavantaje au fost amintite la descrierea barajului central evidat de la amenajarea Itaipu.

În figura 4.117 se ilustrează rezultatele unui studiu efectuat de *Claudio Marcello* asupra economicității barajelor evidate și cu contraforți ciupercă în raport cu un baraj de greutate obișnuit în funcție de înălțimea barajului și de forma văii. Se constată că economiile procentuale cresc cu cît valea se apropie de forma dreptunghiulară și că barajele evidate conduc în permanență la economii mai mari decît cele cu contraforți ciupercă. Economiile devin importante pentru baraje cu înălțimi de cel puțin 35 m și se mențin practic constante în jur de 30% pentru baraje cu $H \geqslant 60$ m. Economiile la volumul de beton nu se regăsesc însă și în prețul de cost datorită factorilor care au fost menționați mai înainte.

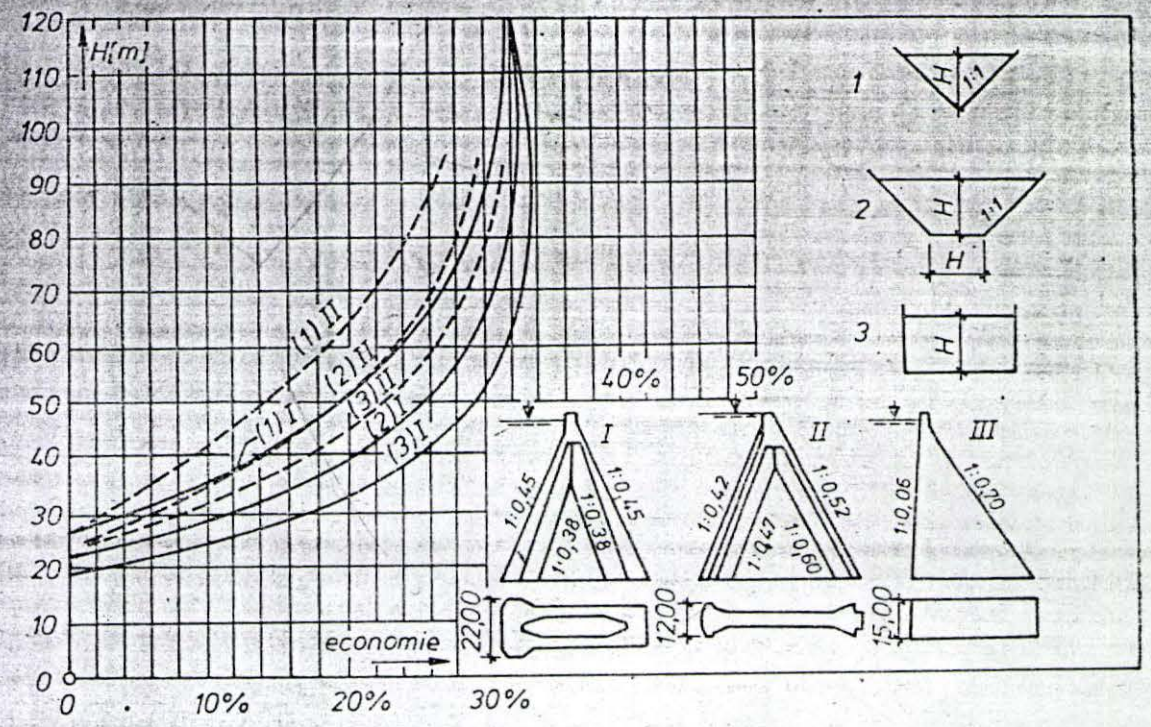


Fig. 4.117 — Diagrame reprezentînd economia de volum de beton a barajelor evidate (*I*) și cu contraforți (*II*) în raport cu barajele de greutate obișnuite (*III*) în funcție de forma văii (*1, 2,3*) și înălțimea barajului.

Baraje cu contraforți ciupercă. Barajele cu contraforți ciupercă, sînt alcătuite din contraforți independenți care sînt îngroșați la partea lor din amonte pînă devin joantivi. Forma îngroșării trebuie să asigure transmiterea presiunii hidrostatice prin eforturi de compresiune, aceste baraje fiind realizate din beton simplu. Curbarea după un arc de cerc a feței amonte (fig. 4.118, *a*) dă îngroșării aspectul unei ciuperci, particularitate care servește și pentru denumirea tipului de baraj (contraforți ciupercă) și asigură preluarea radială prin eforturi de compresiune a presiunii hidrostatice. Mai frecvent, pentru simplificarea execuției, conturul curb se înlocuiește cu unul poligonal (fig. 4.118, *b*) denumirea schimbîndu-se în contraforți diamant.

Barajele cu contraforți oferă aceleași avantaje ca și barajele evidate: reducerea subpresiunilor pe talpa de fundație, mărirea stabilității la alunecare, degajarea mai ușoară a căldurii de hidratare, posibilitatea de supraveghere directă a construcției. Pe de altă parte unele din dezavantajele barajelor evidate se atenuează în cazul barajelor cu contraforți. Astfel, aceste baraje sînt mai puțin solicitate de eforturi secundare, fie datorită variațiilor de temperatură, fie înclinării versanților. În schimb, barajele cu contraforți sînt caracterizate de o stabilitate longitudinală mai slabă.

Economicitatea barajelor cu contraforți ciupercă cu îngroșări în aval a fost ilustrată în diagramele din figura 4.117. Economia de volum în cazul barajelor cu contraforți ciupercă este pentru orice înălțime de baraj cu cîteva procente mai redusă decît economia realizată de barajele evidate în condiții echivalente. Aprecierile de mai înainte nu au un caracter absolut și ,economicitatea soluției de baraj cu contraforți trebuie examinată în condițiile particulare concrete ale fiecărui amplasament.

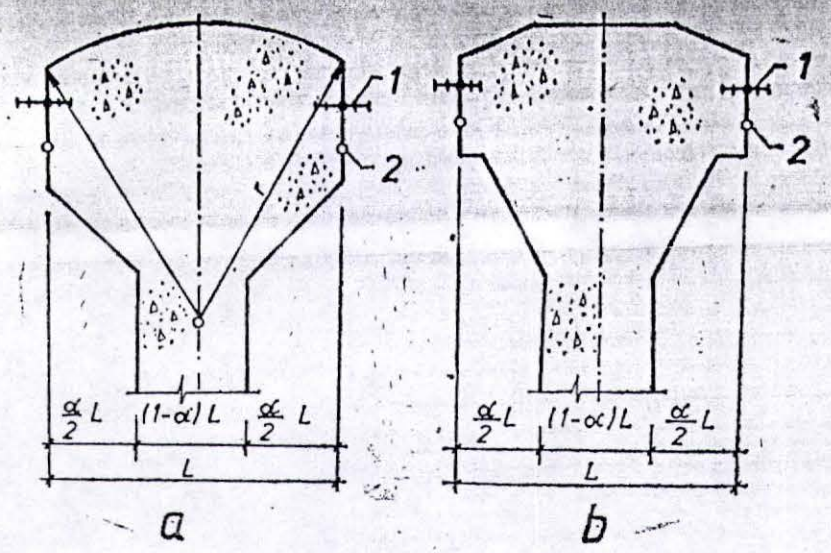


Fig. 4.118 — Secțiuni orizontale prin baraje cu contraforți: *a* — contraforți ciupercă; *b* — contraforți diamant; *1* — bandă PVC de etanșare; *2* — tubație de drenaj.

În figura 4.119 sînt ilustrate secțiuni transversale prin ploturile deversante și nedeversante ale barajului Ikawa ($H = 103{,}60$ m) din Japonia, intrat în exploatare în 1957. Se remarcă tălpile de fundație joantive și închiderea contraforților la aval, măsuri constructive care urmăresc îmbunătățirea stabilității longitudinale a barajului, amplasamentul fiind cu un grad se seismicitate ridicat ($c/g = 0{;}12$) Tot din această cauză au rezultat și valorile mai reduse decît cele curente ale înclinărilor paramentelor amonte și aval (1 : 0,55). Coeficientul de evidare $\alpha = 5{,}80/14{,}00 = 0{,}58$, suficient de mare, asigură o folosire mai rațională a betonului în corpul barajului, eforturile maxime de compresiune ajungînd la 3,95 MPa. Barajul este fragmentat de rosturi de contracție longitudinale după traiectoriile eforturilor principale de ordinul II. Etanșarea rosturilor transversale dintre contraforți se realizează cu două rînduri de tole de cupru și un puț cu $\varnothing$ 20 cm umplut cu bitum. În aval de sistemul de etanșare s-a prevăzut o tubație de drenaj pe rost.

La paragraful 4.1 s-au descris două importante baraje cu contraforți din România: Poiana Uzului (fig. 4.19) și Gura Rîului (fig. 4.20). La ambele sînt aplicate soluții originale românești de maximă eficiență.

În completarea descrierii, pentru barajul Poiana Uzului se comentează măsurile adoptate pentru reducerea volumului de beton. Soluția adoptată (fig. 4.120, *a*) cu contraforți avînd tălpi de fundație joantive lestate cu balast a rezultat dintr-o analiză tehnico-economică între mai multe variante (fig. 4.120). Varianta adoptată a condus la o economie de beton de 13,2% în raport cu soluția clasică de baraj de greutate. A doua variantă cu talpa de fundație înclinată realizează economii de numai 11,8% din cauza creșterii forțelor de subpresiune. Cele mai mari economii (14,2%) se realizează în varianta III cu paramente poligonale și contraforți de grosime variabilă, propusă de *A. Popovici*. Sporul redus de economie ca și complicarea cofrajelor a dus la adoptarea primei variante [47].

Lestarea contraforților, care au condus la o economie de beton echivalentă greutății lestului, a fost corelată cu realizarea unui plan de alune-

care în rostul dintre contraforți (fig. 4.121, *a*). Planul de alunecare asigură tasarea simultană a plotului și a lestului aferent lui. Dacă nu s-ar fi prevăzut asemenea planuri obligate de alunecare atunci la tasări diferențiate între ploturi apar suprafețe de alunecare prin lest (linia frîntă *t*, *s*, *m* din fig. 4.121, *b*), descărcînd plotul tasat mai mult nu numai de greutatea corespunzătoare a lestului dar și de aceea a forței de frecare pe planurile *ts*, *sm*. Practic un plan obligat de alunecare este constituit dintr-un

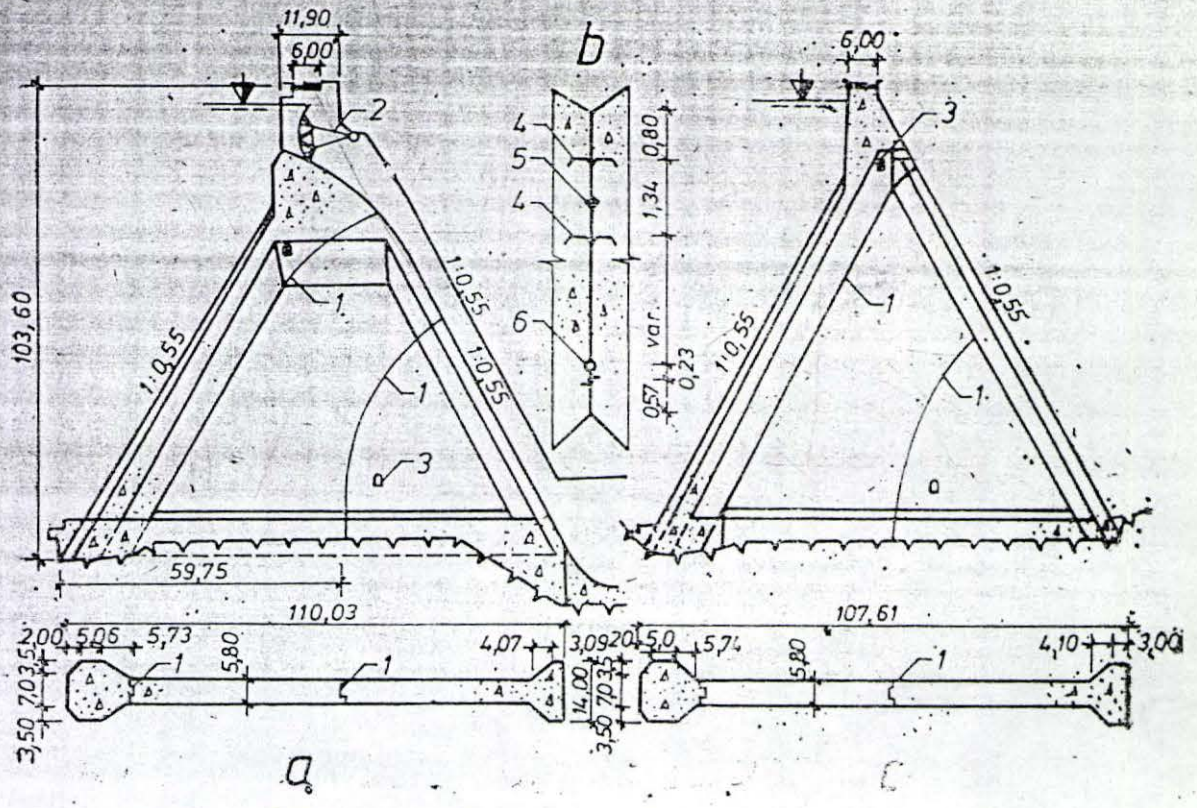


Fig. 4.119 — Barajul Ikawa: *a* — plot deversant; *b* — detaliu rost transversal de contracție; *c* — plot nedeversant; *1* — rost longitudinal de contracție; *2* — stavilă segment; *3* — galerie de vizitare; *4* — tolă de cupru; *5* — mastic bituminos; *6* — tub de drenaj.

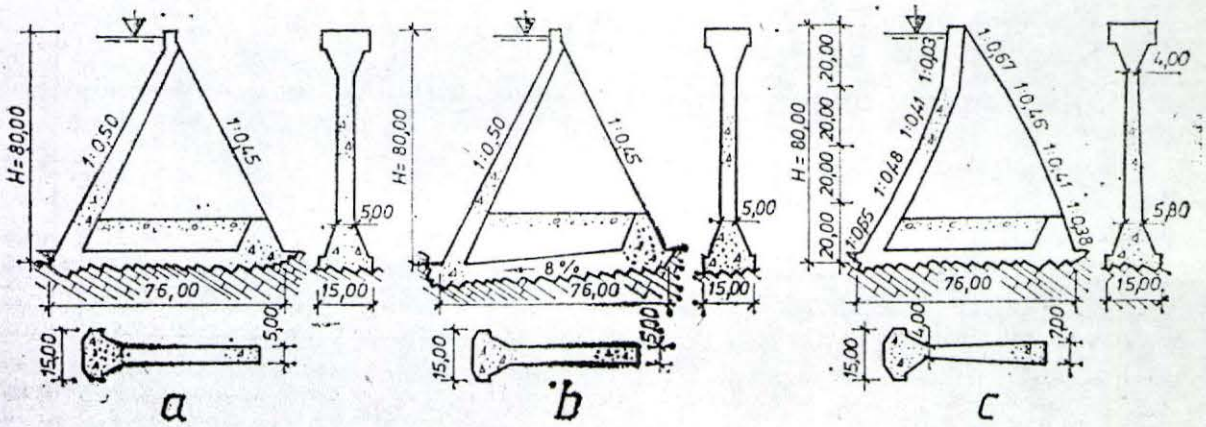


Fig. 4.120 — Variante de profil studiate pentru barajul Golana Uzului: *a* — contraforți cu tălpi ioantive lestate; *b* — contraforți cu talpa înclinată lestați; *c* — contraforți cu grosime variabilă și paramente poligonale lestați.

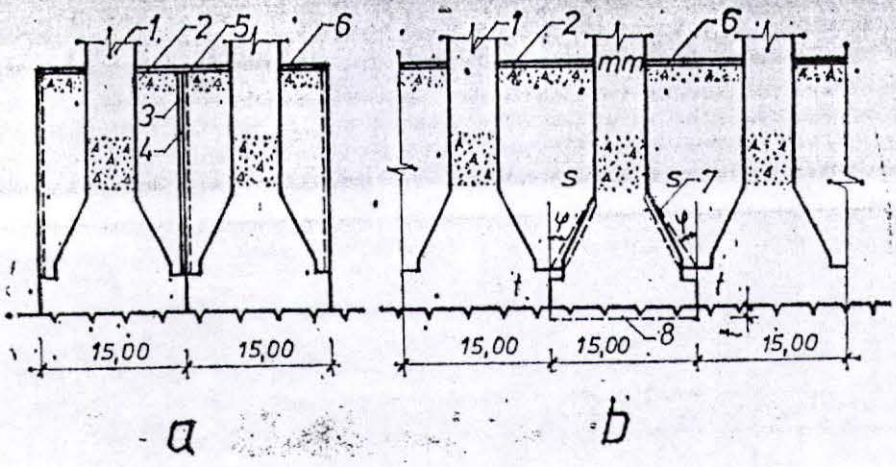


Fig. 4.121 — Lestarea contraforților: *a* — cu plan obligat de alunecare în rostul dintre contraforți; *b* — fără măsuri speciale; *1* — plot curent; *2* — lest; *3* — zidărie de piatră; *4* — mastic bituminos; *5* — protecție din cărămidă; *6* — pereu rostuit; *7* — plan de alunecare prin umplutură; *8* — contur plot tasat.

strat de mastic bituminos de 5 mm grosime protejat cu zidărie de cărămidă de 6 cm grosime, pe un suport alcătuit dintr-un perete de zidărie de piatră cu mortar de ciment.

O altă măsură cu scopul micșorării subpresiunilor pe talpa contraforților a constat din coborîrea talvegului rîului Uz și lărgirea albiei minore amenajate imediat în aval de baraj. Această măsură, favorizată de panta de 1,2% a rîului în amplasamentul barajului, a condus la scăderea cu peste 4,00 m a cotei apei la piciorul aval al barajului și ca o consecință la reducerea cu 900 MN a forței de subpresiune pe talpa contraforților.

În figura 4.122 se dau detalii asupra modului de realizare a rosturilor de contracție longitudinale (fig. 4.122, *a*) și transversale (fig. 4.122, *b*) la barajul Poiana Uzului. Rosturile longitudinale sînt paralele cu paramentul aval și secționează contrafortul în fîșii de 13,2 m lățime. Transmiterea eforturilor de alunecare în planul rosturilor dintre fîșii este asigurată de radane special prevăzute. Rosturile de contracție transversale sînt prevăzute cu două rînduri de benzi de etanșare: cea din amonte de cupru, cea din aval din material plastic (tip Sika M 35). Zona dintre benzi poate fi eventual injectată după consumarea deformațiilor. În rost este prevăzut un dren colector. Rosturile dintre soclurile de fundație sînt de asemenea prevăzute cu sistem de injectare.

În România în domeniul barajelor cu contraforți mai pot fi menționate barajele Secul-Bîrzava ($H = 38$ m, 1963) și Strîmtori-Firiza ($H = 49{,}50$ m, 1964) [6]. În figura 4.123 sînt ilustrate secțiuni prin ploturile nedeversante și deversante ale barajului Strîmtori. Barajul este alcătuit din 15 ploturi cu contraforți ciupercă de 3,50 m grosime, deschiși în aval. Contraforții sînt prevăzuți cu rosturi longitudinale definitive, paralele cu paramentul aval și cu un rost de construcție șicanat la contactul ciupercă-contrafort paralel cu paramentul amonte. Rosturile definitive sînt realizate cu nut și feder (fig. 4.123, *c*), avînd fîșiile laterale separate printr-un strat de hîrtie între două straturi de bitum și fîșia centrală cu fețele în contact, beton-beton. La limita superioară a rosturilor definitive s-a prevăzut

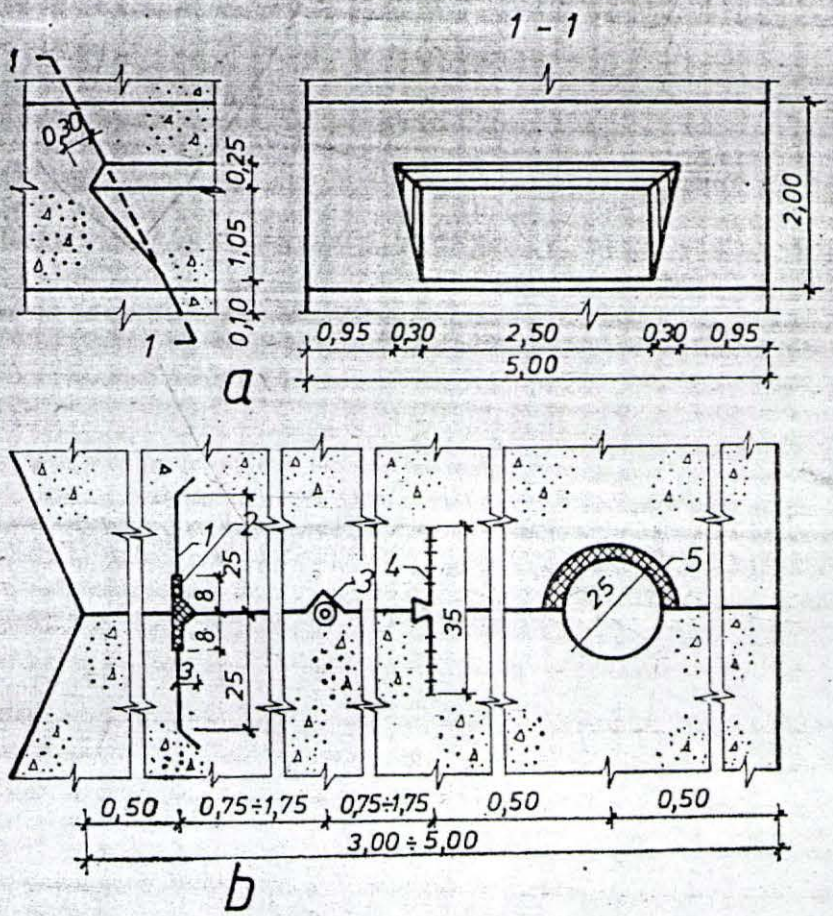


Fig. 4.122 — Detalii de rosturi permanente de contracție la barajul Poiana Uzului: *a* — longitudinal; *b* — transversal; *1* — tolă de cupru de 2 mm; *2* — mastic bituminos; *3* — tub de injecții; *4* — bandă de etanșare Sika M 35; *5* — semitub de beton.

o țeavă metalică cu ∅ 1 600 mm pe toată lățimea rostului și trei plase de armare a 5 ∅ 30/ml pentru a preveni extinderea rostului prin fisurare către paramentul amonte.

Baraje cu plăci de beton armat. Barajele moderne cu plăci de beton armat, după cum s-a mai arătat, reprezintă o extindere în beton armat a barajelor din lemn care se construiau de mult timp în Europa și America. Ideea a aparținut lui *Niels Ambursen* care la începutul secolului XX a construit mai multe baraje de acest tip în SUA. Deși barajele cu plăci de beton armat necesită volume de beton reduse, de 1,5 ... 3,0 ori mai mici decît cele de greutate, dispozițiile constructive mai pretențioase, consumul mare de oțel-beton, stabilitatea longitudinală slabă, sensibilitatea crescută la solicitările seismice și termice au limitat foarte mult răspîndirea lor. Baraje de acest tip cu înălțimi pînă la maximum 87,80 m s-au construit relativ mai frecvent între 1905—1950; după 1960, din considerentele menționate mai înainte, soluțiile de baraje cu plăci de beton armat au dispărut treptat din practica curentă.

Concepția barajelor cu plăci de beton armat este mult deosebită de cea a barajelor masive. Placa de beton armat constituie un element structural

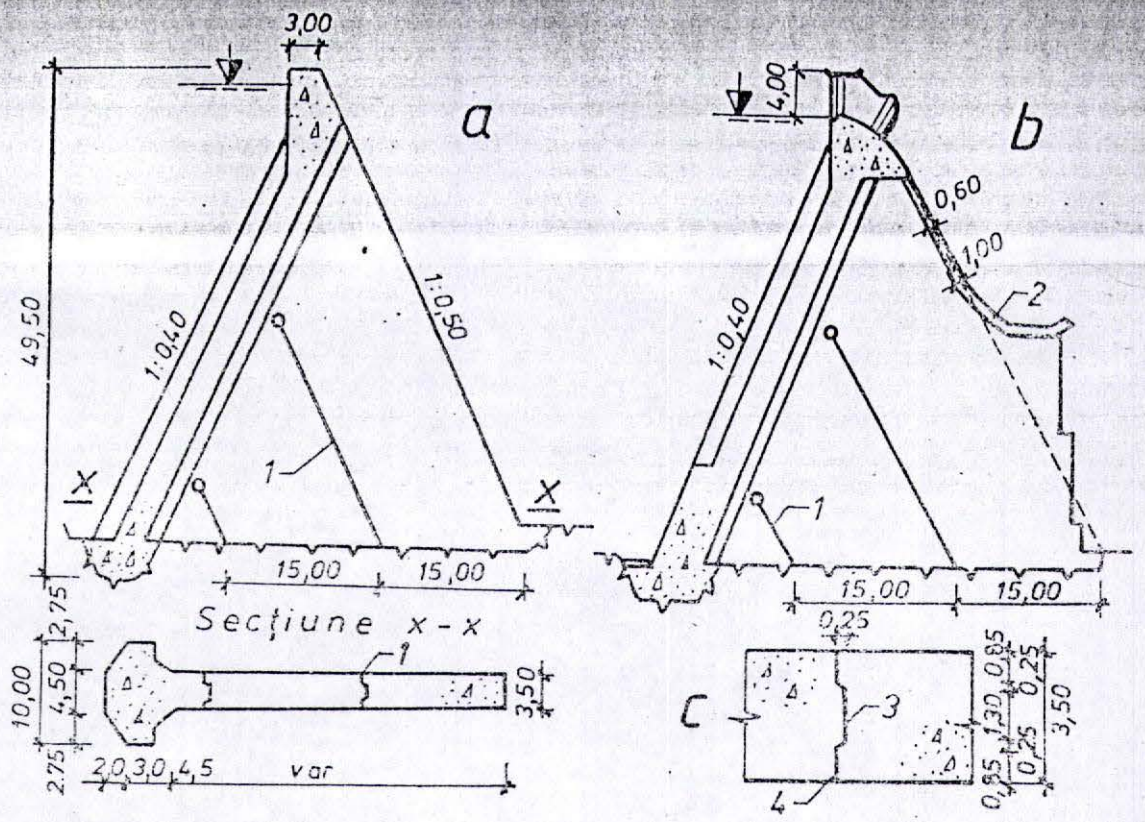


Fig. 4.123 — Barajul Strîmtori — Firiza: *a* — plot nedeversant; *b* — plot deversant; *c* — detaliu rost longitudinal de contracție; *1* — rost longitudinal; *2* — trambulină; *3* — contact beton pe beton; *4* — hîrtie între două straturi de bitum.

de rezistență care preia încărcările din presiunea hidrostatică, greutate proprie, cutremur etc. și le transmite contraforților (fig. 4.124). În acest scop plăcile amonte pot fi simplu rezemate pe contraforți (fig. 4.124, *b*), continue pe 3 ... 4 deschideri și solidare cu contraforții (fig. 4.124, *c*), sau rezemînd simplu pe console realizate prin îngroșarea contraforților (fig. 4.124, *d*). Sistemul cu simplă rezemare pe contraforți este cel mai răspîndit fiindcă

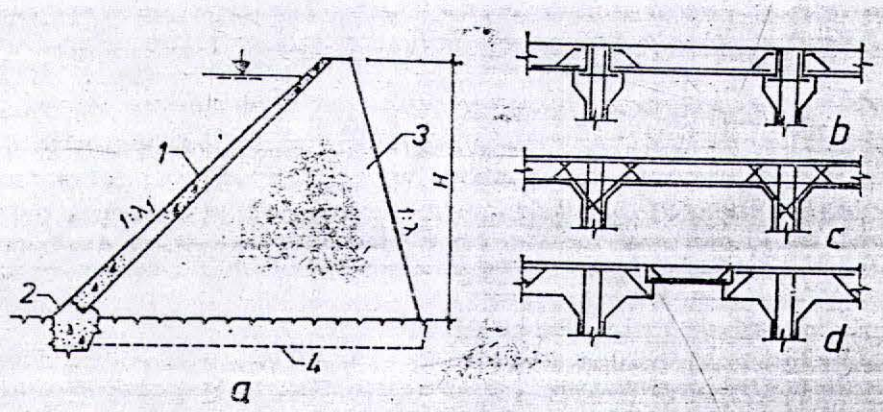


Fig. 4.124 — Concepția structurală a barajelor cu plăci de beton armat și sisteme de rezemare a plăcilor: *a* — schemă de alcătuire structurală; *b* — plăci simpln rezemate pe vutele contraforților; *c* — plăci continue solidare cu contraforții; *d* — plăci rezemate pe console realizate prin îngroșarea contraforților; *1* — placă din beton armat; *2* — soclu; *3* — contrafort; *4* — linie fundație contrafort.

elimină eforturile de întindere de pe fața amonte a plăcilor și se adaptează cu eventuale tasări diferențiate ale contraforților. Celelalte sisteme sînt criticabile din cauza eforturilor de întindere pe fețele amonte ale plăcilor (fig. 4.124, *c*) sau contraforților (fig. 4.124, *d*) care apar din solicitările curente și pot genera fisuri. Fisurile, o dată amorsate se dezvoltă în timp, în special din cauza înghеț-dezghețului și constituie căi de pătrundere a apei la armături. Aceleași considerații se aplică și în zona de legătură a plăcilor cu soclul de fundație. La barajele construite în Europa s-a preferat în general sistemul cu simplă rezemare a plăcilor pe soclul de fundație, în timp ce constructorii din SUA au optat pentru o legătură rigidă subestimînd efectele negative posibile ale variațiilor de temperatură sau tasărilor diferențiate ale contraforților.

În privința grosimii plăcilor, ea variază de la 30...40 cm la coronament la 60...150 cm la bază, pentru barajele cu înălțime de maximum 35...40 m. Înclinările paramentelor ca și grosimile contraforților se aleg astfel încît eforturile normale și cele tangențiale să fie cît mai uniforme în orice secțiune orizontală prin contrafort. Pentru σ_1 se admit valori pînă la 40 daN/cm², iar pentru τ_{max} pînă la 20 daN/cm², dacă contrafortul este prevăzut cu armătură. Practic grosimea contraforților poate varia de la 0,30...0,50 m la coronament pînă la 1,20...1,50 m la bază, în cazul barajelor cu înălțimi pînă la 35...40 m.

Distanța între contraforții unui baraj cu plăci de beton armat influențează în mare măsură economicitatea construcției. La distanțe mai mari crește cantitatea de beton armat în plăcile amonte, în schimb suprafața cofrată pe metru liniar de baraj este mai redusă. Distanța optimă corespunde situației cînd suma tuturor costurilor este minimă. Dacă terenul de fundare este constituit din rocă sănătoasă și rezistentă, distanța dintre contraforți poate fi aleasă conform tabelului 4.18.

În figura 4.125 sînt ilustrate mai multe secțiuni prin barajul Eskaba (Argentina, $H = 87{,}80$ m), care așa cum rezultă din tabelul 4.5 deține recordul de înălțime la categoria barajelor cu plăci din beton armat. Soluțiile aplicate la baraj se înscriu în concepția constructorilor europeni: plăcile amonte sînt simplu rezemate pe vutele contraforților și s-a practicat un rost la contactul dintre plăci cu soclul de fundație. Grosimea plăcilor variază de la 1,50 m la coronament la 2,80 m la bază, iar a contraforților de la 1,07 m la 2,20 m. La bază contraforții reazemă pe o talpă de fundație cu lățimea de 3,20 m, care limitează efortul de compresiune maxim transmis la teren la 28 daN/cm². În contraforți s-au prevăzut rosturi longitudinale de contracție după traiectoriile eforturilor principale de ordinul I. Sînt de remarcat de asemenea grinzile longitudinale cu secțiune T, care reazemă liber în nișe special

Tabelul 4.18

Înălțimea barajului [m]	Distanța între contraforți [m]
15 ... 30	4,50 ... 6,00
30 ... 45	6,00 ... 12,00
> 45	12,00 ... 15,00

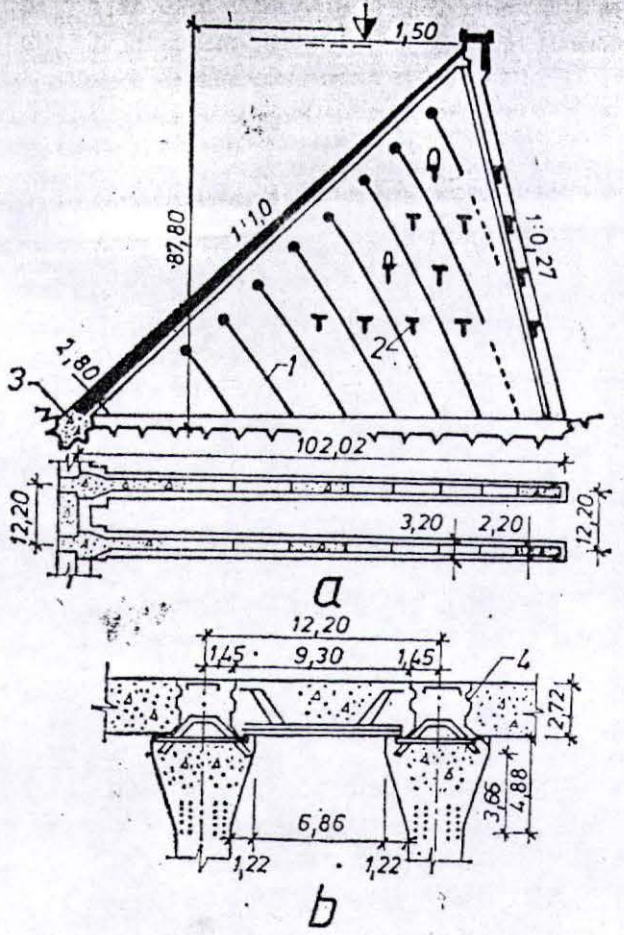


Fig. 4.125 — Barajul Eskaba: *a* — secțiune transversală; *b* — detaliu de rezemare a plăcii; *1* — rosturi longitudinale de contracție; *2* — grinzi de rigidizare; *3* — soclu; *4* — mastic bituminos.

prevăzute în contraforți și care îmbunătățesc rigiditatea pe direcție longitudinală a barajului.

Barajele cu plăci de beton armat pot fi amenajate cu ușurință ca baraje deversoare. În aceste cazuri, placa din amonte se continuă și pe paramentul aval, conturînd forma deversantă. La piciorul aval al barajului placa se racordează cu sistemul de disipare a energiei.

În figura 4.126 este prezentat barajul Muda (Malaysia, 1967) realizat ca profil deversant. După realizarea excavațiilor la acest baraj s-a constatat că în roca cuarțitică intercalațiile de argilită erau considerabil mai slabe decît se anticipase, avînd un unghi rezidual de rezistență la forfecare de numai 18°. În aceste condiții s-a decis ancorarea contraforților în teren prin ancore pretensionate. În total au fost plantate 205 ancore, fiecare fiind tensionată cu 2,97 MN. Tot la acest baraj poate fi remarcat sistemul de rigidizare cu diafragme pe direcție longitudinală care leagă contraforții doi cîte doi, realizîndu-se astfel un sistem de casete rigide. Rigidizarea longitudinală a fost în particular necesară datorită faptului că amplasamentul barajului este situat într-o zonă seismică. Prin realizarea diafragmelor, frecvența modului fundamental de vibrație a plăcii contrafortului a crescut la 16,60 Hz, comparativ cu 4,32 Hz în ipoteza contrafortului fără diafragme.

Baraje cu bolți sau cupole multiple. Barajele cu bolți (cupole) multiple înlătură o parte din insuficiențele structurale ale barajelor cu plăci din beton armat. Distanțele prea mici între contraforți, pentru limitarea eforturilor de

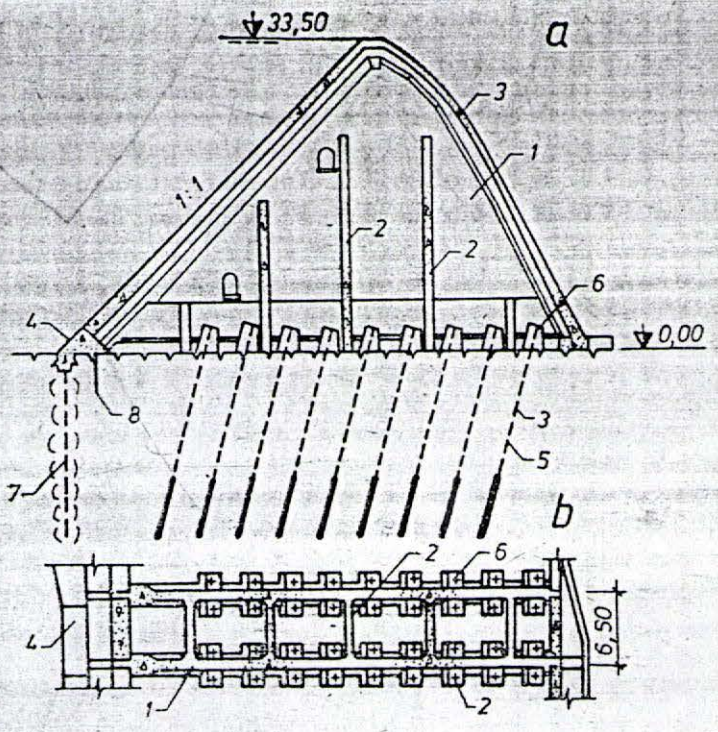


Fig. 4.126 — Barajul Muda: *a* — secțiune transversală; *b* — secțiune orizontală; *1* — contrafort; *2* — diafragme de rigidizare; *3* — plăci deversante; *4* — soclu; *5* — ancore pretensionate; *6* — cap ancore; *7* — voal de etanșare; *8* — drenaj.

întindere din încovoiere în plăci, sporesc mult costul construcției mai ales în cazul barajelor cu înălțimi mari. Arcuirea plăcii din amonte conduce la preluarea avantajoasă a încărcării hidrostatice în special prin eforturi de compresiune. Distanțele dintre contraforți devin atunci mai mari iar contraforții fiind solicitați de încărcări sporite devin mai masivi nemaifiind necesar să fie rigidizați longitudinal (fig. 4.127).

După cum s-a arătat, baraje în bolți multiple din zidărie de piatră cu vas hidraulic s-au realizat încă din vremea Imperiului Roman. În variante mo-

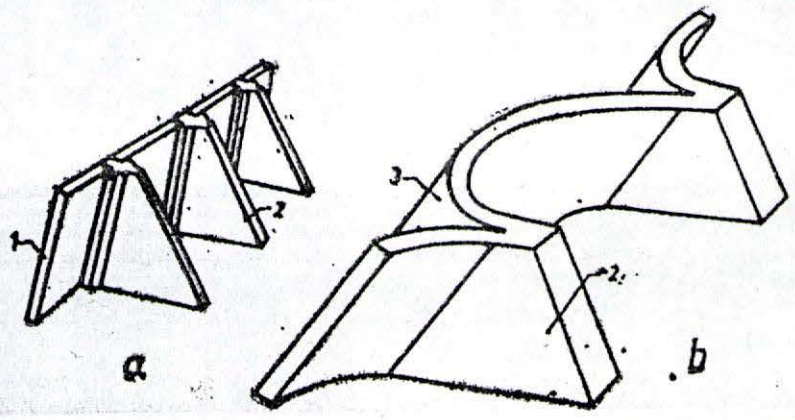


Fig. 4.127 — Schițe de alcătuiri structurale comparative: *a* — baraj cu plăci din beton armat *b* — baraj cu bolți multiple; *1* — placă; *2* — contrafort; *3* — boltă înclinată în plincintru.

derne din beton ele au apărut însă la începutul secolului XX mai întîi în S.U.A. (1910) și ceva mai tîrziu în Franța.

În perioada interbelică s-au preferat în general soluții cu bolți cilindrice înclinate, rezemate pe contraforți cu profil triunghiular, adeseori cu pereți dubli (contraforți casetați). Barajele reprezentative construite în această perioadă dintre care se amintesc Big Dalton (S.U.A., $H = 51$ m, 1928),Barlett (S.U.A., $H = 82$ m, 1939,), Pensacola (S.U.A., $H = 43{,}50$ m, 1940), Beni Bahdel (Algeria, $H = 62$ m, 1936) [6, 38] sînt caracterizate de deschideri moderate de 15...25 m între contraforți. Bolțile sînt realizate din beton armat au grosimi de 0,50...0,70 m la partea superioară, 1,00...2,00 m la partea inferioară și înclinări uzuale de 1 : 0,90. Contraforții sînt în general mai groși decît cei ai barajelor cu plăci din beton armat, grosimea lor la diverse cote depinzînd de deschiderea bolților, înălțimea coloanei de apă, efortul admisibil în beton. În cazul contraforților cu pereți dubli, lățimea totală poate fi de 4...6 m, iar grosimea pereților prevăzuți cu diafragme de rigidizare poate varia de la coronament către soclul de fundație între 0,60...1,50 m. Pantele curente ale contraforților sînt de 1 : 0,90 la paramentul amonte și 1 : 0,20... 1 : 0,30 la paramentul aval.

O lucrare realizată în concepția prezentată mai înainte este barajul Meishan ($H = 88{,}3$ m) din China care la data construcției (1956) era cel mai înalt baraj cu bolți multiple din lume (fig. 4.128) [36]. Pantele barajului sînt de 1 : 0,90 la paramentul amonte și 1 : 0,30 la paramentul aval. Contraforții sînt cu pereți dubli rigidizați cu diafragme verticale. Valea în amplasament are o deschidere la coronamentul barajului de 180 m, cu înclinările versanților de 45...50°. Roca de fundație este un granit de înaltă rezistență dar care s-a dovedit alterat la o mică adîncime sub cota de fundare. După umplerea lacului mai multe fisuri s-au dezvoltat la malul drept. În 1962 în zona respectivă au crescut brusc infiltrațiile și s-au produs deplasări anormale ale contraforților cauzate de amorsarea alunecării versantului. S-au luat măsuri de consolidare a zonei prin: suplimentarea voalului de etanșare, realizarea unui avantradier, din beton protejat cu bitum la piciorul amonte al ploturilor de pe versant, execuția unor butoni ancorați în teren pentru rezemarea laterală a contraforților, extinderea sistemului de drenaj (fig.4.128,*c*).

În perioada de după cel de al doilea război mondial constructorii francezi introduc mai multe soluții noi urmărind creșterea performanțelor acestui tip de baraj. Astfel bolțile se realizează mai groase și din beton simplu iar deschiderile lor cresc la 50...161,5 m. Contraforții, în consecință, devin de asemenea masivi. Structura rezultată din beton simplu conduce la economii importante, este mai puțin sensibilă la variațiile de temperatură și suficient de rigidă pentru a fi aplicată la înălțimi mari. Soluția cu bolți multiple în această nouă variantă devine atractivă pentru văile largi cu rocă de foarte bună calitate. În paragraful 4.1 s-a exemplificat barajul Manicougan 5 (Canada, $H = 214$ m, 1970), cea mai importantă lucrare la care s-au aplicat soluțiile menționate mai înainte.

În figura 4.129 sînt prezentate planul de situație și mai multe secțiuni caracteristice prin barajul Grandval (Franța, $H = 88$ m, 1959). Barajul este alcătuit din șase bolți rezemate pe cinci contraforți masivi distanțați între ei la 50 m. În contraforți sînt prevăzute rosturi longitudinale de contracție cu profil tip cremalieră pentru a transmite eforturile de alunecare între

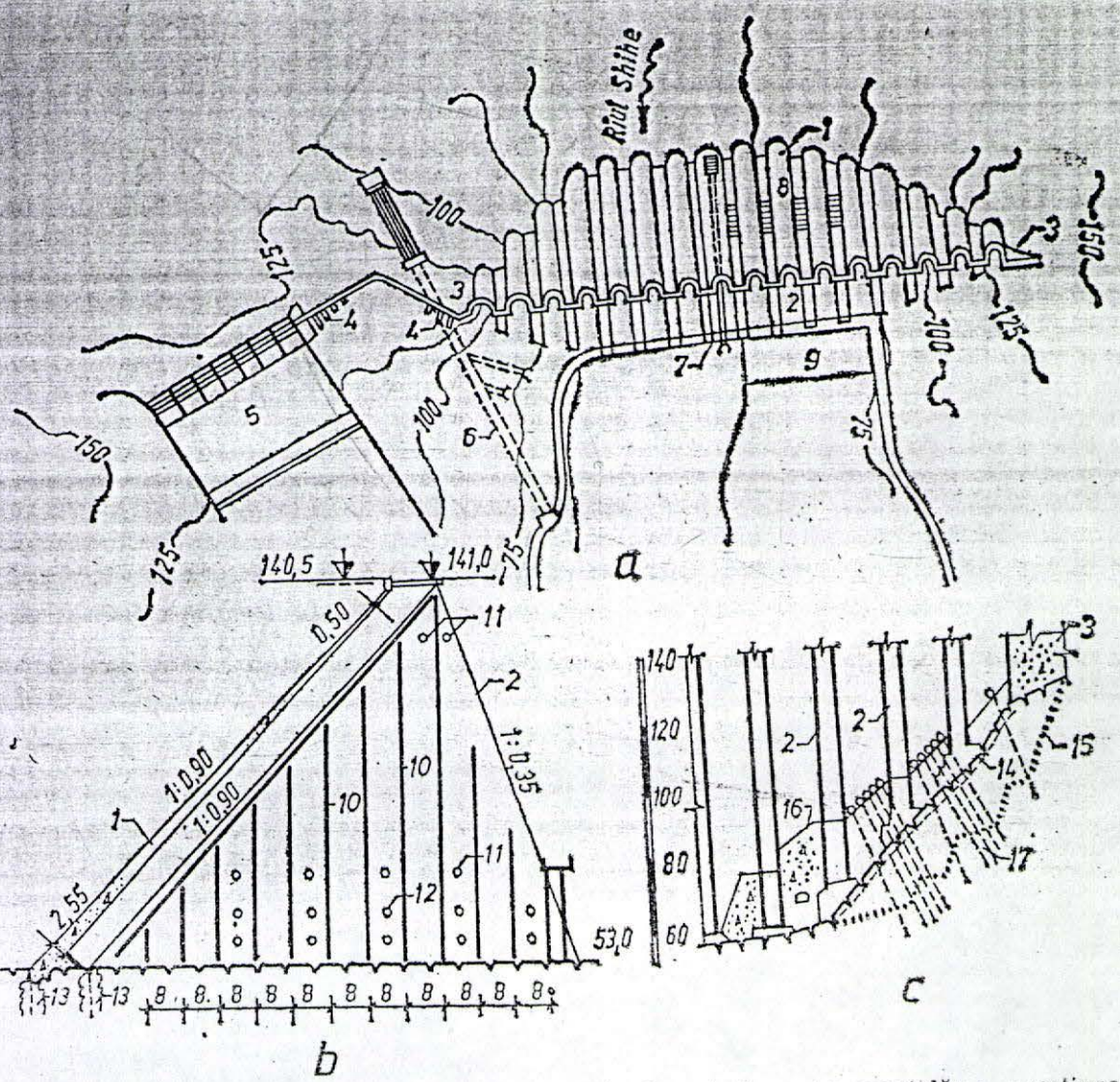


Fig. 4.128 — Barajul Meishan: *a* — plan de situație; *b* — secțiune transversală; *c* — secțiune prin lucrările de consolidare la malul drept; *1* — boltă; *2* — contrafort; *3* — baraj de greutate; *4* — baraj evidat; *5* — descărcător de suprafață; *6* — galerie de golire; *7* — conductă de golire; *8* — priză de apă; *9* — centrală hidroelectrică; *10* — diafragme de rigidizare; *11* — găuri de aerare; *12* — găuri de drenaj; *13* — voal de etanșare; *14* — linie stîncă fisurată; *15* — linie stîncă consolidată; *16* — beton de umplutură; *17* — ancore pretensionate.

părțile adiacente ale contrafortului. Imediat după punerea sub sarcină a barajului au fost observate la contraforții centrali deversanți numeroase ruperi ale proeminențelor pe rost cauzate de depășirea efortului capabil la forfecare în secțiune. Pentru remediere s-a turnat un bloc suplimentar la piciorul aval al fiecărui contrafort central. Cu ajutorul unui sistem din două rînduri de prese plate plasate între contrafortul inițial și blocul suplimentar, acesta din urmă a fost pus sub sarcină și s-au compensat contracțiile betonului și tasarea rocii de fundare. Comportarea rosturilor longitudinale după lucrările de remediere (1962) a fost pe deplin satisfăcătoare și în 1972 s-a dispus injectarea cu mortar de ciment a rosturilor în care erau înglobate presele plate [48].

În legătură cu barajul Grandval merită remarcat și modul de alcătuire a coronamentului (fig. 4.130). În loc ca planul terminal al bolților să fie ori-

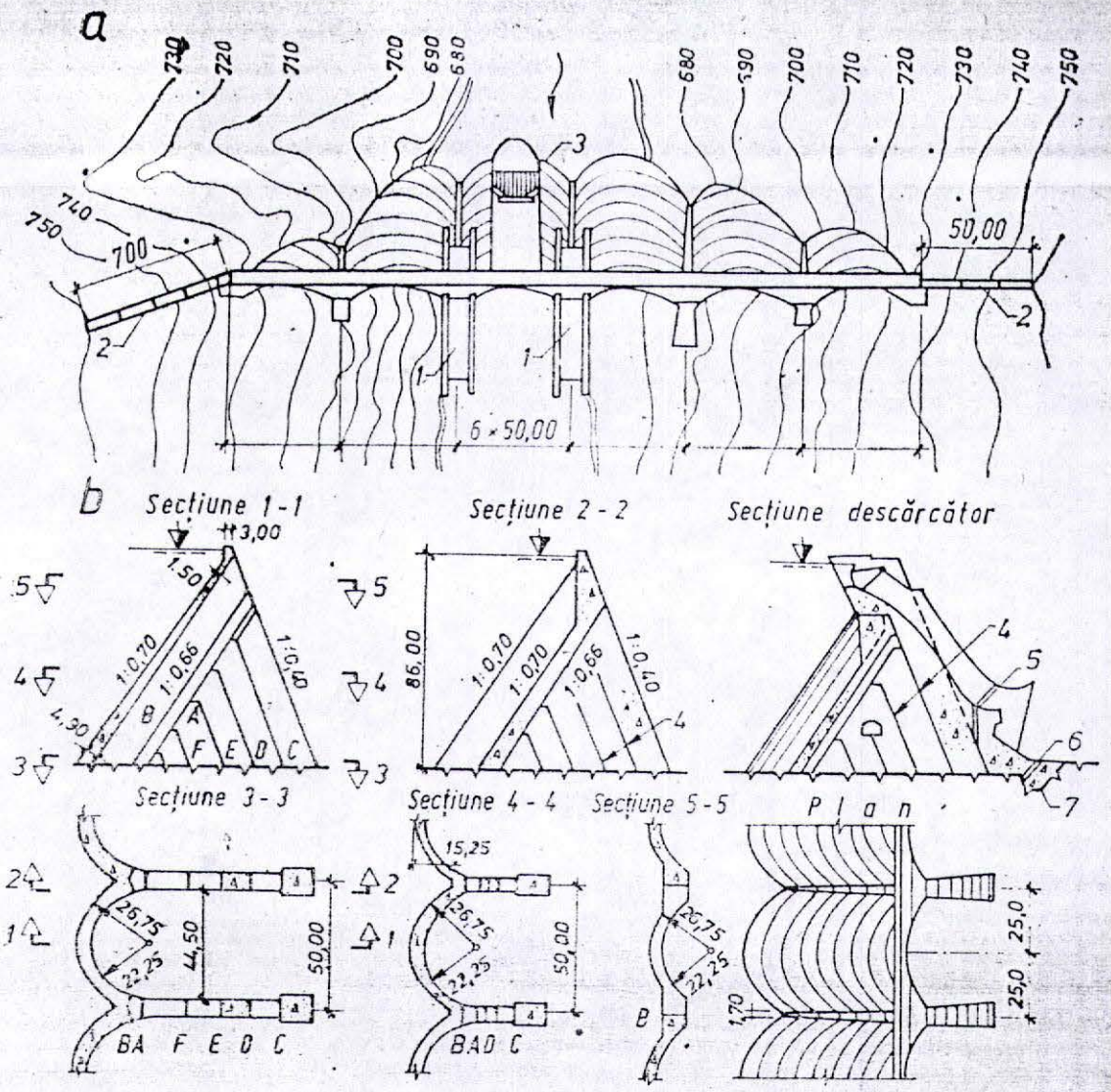


Fig. 4.129 — Barajul Grandval: *a* — vedere în plan; *b* — secțiuni caracteristice; *1* — descărcător; *2* — aripă de închidere; *3* — priză pentru centrala hidroelectrică; *4* — rosturi longitudinale în contraforți; *5* — rost activ amonte cu prese plate dispuse pe trei etaje; *6* — rost activ aval cu un rînd de prese plate; *7* — soclu de rezemare.

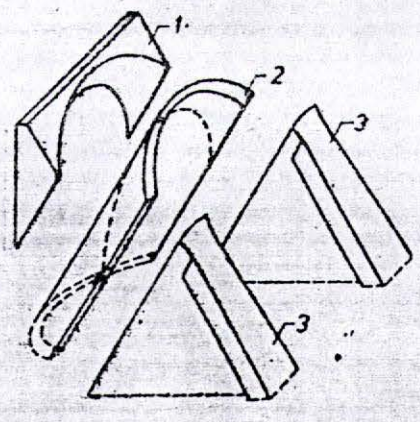


Fig. 4.130 — Detaliu de alcătuire a coronamentului la barajul Grandval: *1* — element de coronament; *2* — boltă; *3* — contraforți.

zontal, ca la alte baraje, acesta este normal pe panta contraforților. Spațiile rămase între nașterile bolților și contraforți au fost închise cu pereți masivi de beton, a căror greutate este luată în calcul pentru asigurarea stabilității la alunecare. În acest mod s-au realizat economii importante de beton.

O preocupare veche în domeniul barajelor analizate la acest punct este a formei elementelor de închidere care reazemă pe contraforți. În majoritatea situațiilor cum s-au descris mai înainte s-au adoptat bolți de formă cilindrică, cu o singură curbură, în planuri normale pe paramentul amonte. Studiile teoretice și experimentale au relevat însă că forma optimă rezultată din încărcările cu greutate proprie și presiune hidrostatică prezintă o curbură importantă și în planul meridian, constituind de fapt o cupolă. Totuși pentru a evita complicații la execuție soluțiile de baraje cu cupole multiple se acceptă extrem de rar. Primul baraj cu cupole multiple este considerat Coolidge (S.U.A., $H = 76{,}50$ m) intrat în exploatare în 1928 [38].

Mai recent, mai multe baraje de acest tip s-au realizat în Spania și Portugalia. În figura 4.131 se prezintă barajul Aguieira de pe rîul Mondego (Portugalia). Barajul are o înălțime maximă de 84 m și este alcătuit din trei deschideri de formă cupolată. Cupola centrală reazemă pe doi contraforți de grosime variabilă ale căror planuri mediane se intersectează sub un unghi de 30°. Soluția a fost aleasă din mai multe variante analizate prin metoda elementelor finite și modele structurale încercate la Laboratoria Nacional de Engenharia Civil (LNEC) — Lisabona [49].

O soluție izolată cu cupolă avînd curbură inversă celei uzuale s-a aplicat la barajul D'Erraguene pe rîul Djen-Djen (Algeria, $H = 82{,}5$ m, 1960) (fig. 4.132). Barajul este alcătuit din 35 cupole cu deschiderea de 35 m, de formă torică, cu axa de revoluție orizontală. Forma originală a curburii cupolelor este motivată de includerea unui prism de apă stabilizator pe paramentul amonte mult mai mare. Soluția deși introduce eforturi de întindere, mărește rigiditatea transversală a cupolei și evită flambarea contraforților. În plus

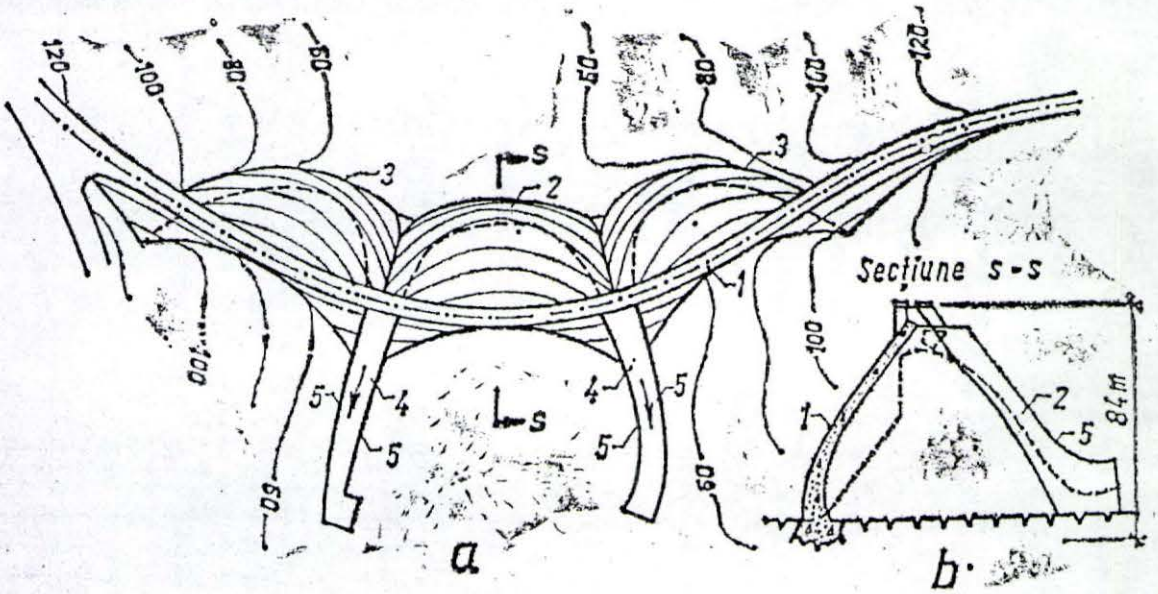


Fig. 4.131 — Barajul Aguieira (Portugalia): *a* — vedere în plan; *b* — secțiune transversală; *1* — axul barajului; *2* — boltă centrală; *3* — boltă laterală; *4* — contrafort cu parament aval deversant; *5* — ziduri de dirijare curent deversant.

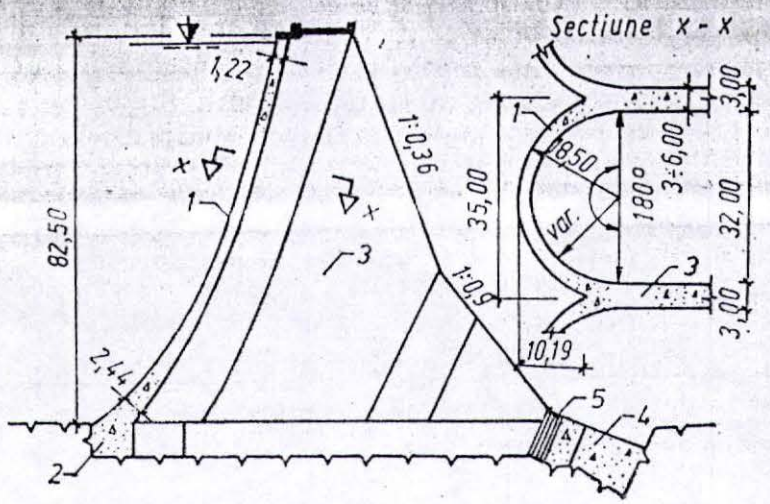


Fig. 4.132 — Barajul d'Erraguene: *1* — boltă; *2* — vatră; *3* — contrafort; *4* — soclu de rezemare; *5* — rost activ cu prese plate.

rezultanta presiunii hidrostatice este dirijată spre piciorul aval unde s-a realizat un reazim activ cu ajutorul unor prese plate. Circa 1/3 din presiunea hidrostatică este transferată reazemului activ, conducînd la importante reduceri ale volumului de beton. Volumul de beton în baraj a reprezentat circa 1/3 din cel necesitat pentru alternativa cu baraj de greutate obișnuit. După intrarea în exploatare în 1960, comportarea structurii barajului a fost caracterizată ca foarte bună.

4.9. CALCULUL ȘI OPTIMIZAREA BARAJELOR CU CONTRAFORȚI

Dimensionarea și calculul eforturilor în barajele evidate și cu contraforți ciupercă. Pentru dimensionarea barajelor evidate și cu contraforți ciupercă se admit în general aceleași criterii aplicate și barajelor de greutate și anume (fig. 4.133) [6]:

— condiția de stabilitate la alunecare pe talpa de fundație:

$$\frac{\Sigma H}{\Sigma V} = f \tag{4.124}$$

— condiția de stabilitate la răsturnare prin impunerea efortului vertical nul la piciorul amonte în cazul lacului plin:

$$\sigma_{v,\,am}^{I\ plin} = \frac{\Sigma V}{A} - \frac{\Sigma M y}{Iy}\ x_{am} \overset{+}{)}^{M} = 0 \tag{4.125}$$

Cele două condiții servesc pentru determinarea înclinărilor celor două paramente λ_1 și λ. Coeficientul de evidare α, care exprimă raportul între lățimea golurilor pe lățimea totală a plotului, poate fi determinat din condiția

de limitare a efortului vertical aval lac plin la valoarea rezistenței admisibile pe terenul de fundare ($\sigma_{ad,f}$):

$$\sigma_{v,av}^{I\ plin} = \frac{\Sigma V}{A} + \frac{\Sigma M y}{Iy} x_{av} \overset{+}{)}^{M} \leqslant \sigma_{ad,f} \qquad (4.126)$$

Grosimea contraforților $(1 - \alpha)\ L$ este însă limitată constructiv la minimum 4,00...5,00 m, ceea ce înseamnă că pentru un plot de 15 m lățime coeficientul de evidare maxim α_{max} este limitat la 0,66...0,70.

Încărcările uzuale considerate la dimensionare sînt: greutatea proprie, presiunea orizontală și verticală a apei și subpresiunea. Pentru subpresiune se face ipoteza că acționează numai asupra plăcii amonte, cu o distribuție liniară de la valoarea integrală a presiunii hidrostatice amonte γH, la zero la marginea aval.

Profilul dimensionat cu relațiile menționate mai înainte se verifică la alte grupări de încărcări care apar în timpul construcției sau exploatării barajului, iar forma profilului se corectează succesiv în funcție de rezultatele obținute.

În figura 4.133 se prezintă diagrame pentru dimensionarea barajelor cu contraforți-ciupercă. Ele pot fi utilizate și pentru barajele evidate (cu contraforți-pereți dubli), făcînd aproximația că cei doi pereți sînt alăturați.

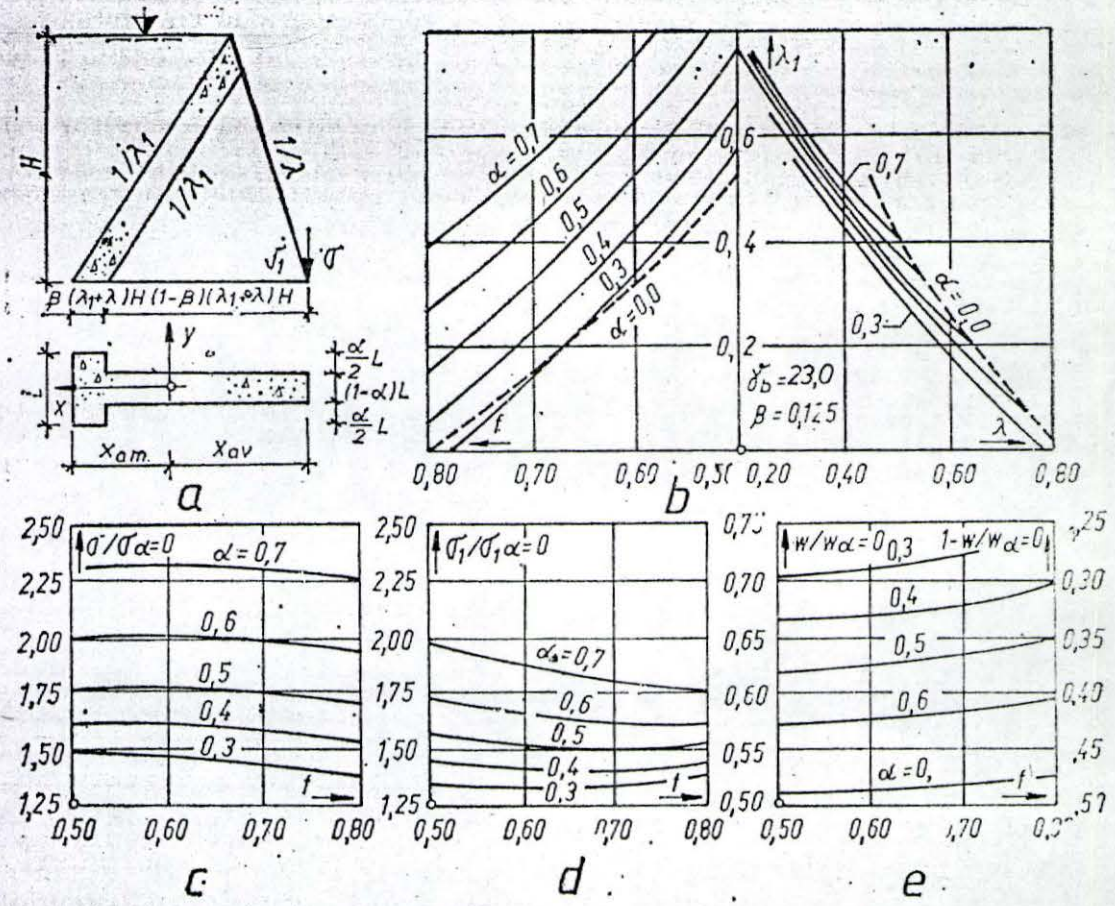


Fig. 4.133 — Diagrame pentru dimensionarea secțiunii barajelor cu contraforți-ciupercă: *a* — schema de calcul; *b* — variația înclinării paramentelor; *c* — variația raportului eforturilor verticale; *d* — variația raportului eforturilor principale; *e* — economia de volum funcție de coeficientul de evidare.

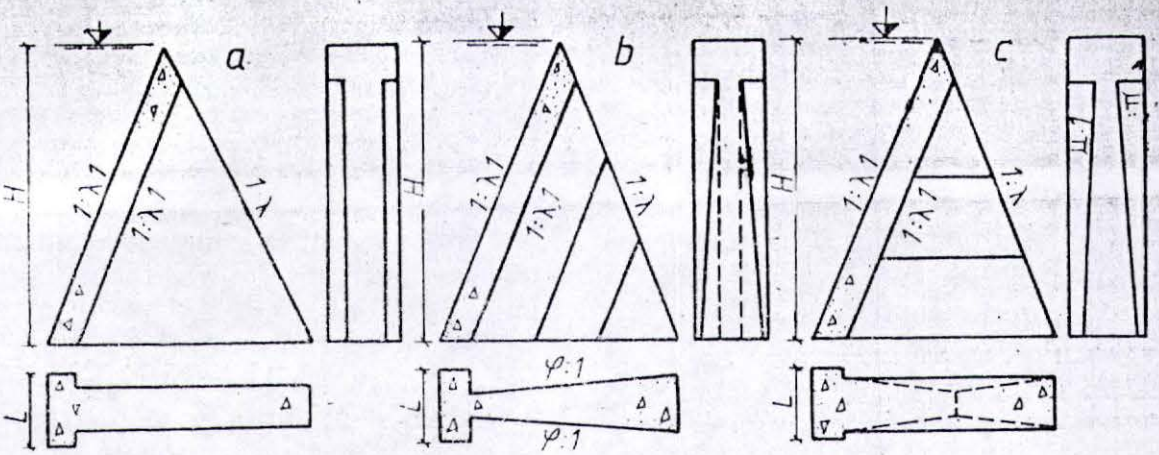


Fig. 4.134 — Diferite tipuri de contraforți: *a* — cu grosime constantă; *b* — cu grosime variabilă liniar și constantă în planuri paralele cu paramentul amonte; *c* — cu grosime variabilă liniar și constantă în planuri orizontale.

Din analiza diagramei din figura 4.133 se constată că înclinarea paramentului amonte față de verticală λ_1 este puternic influențată de coeficientul de frecare f și de coeficientul de evidare α; ea rezultă cu atît mai mare cu cît f este mai mic și α mai mare. Eforturile care acționează la piciorul aval al barajului cresc cu coeficientul de evidare; în comparație cu un baraj de greutate obișnuit, eforturile verticale sînt mai mari cu 110% iar cele principale cu 70%, pentru $\alpha = 0{,}65$.

R. Prișcu și *A. Popovici* analizează forme ale contraforților avînd o distribuție mai rațională a materialului. Aceasta se realizează prin redistribuirea materialului în comparație cu un contrafort cu grosime constantă (fig. 4.134) către zonele mai solicitate ale profilului. Au fost analizate două variante de contraforți:

— cu grosime variabilă liniar și constantă în planuri paralele cu paramentul amonte;

— cu grosime variabilă liniar și constantă în planuri orizontale.

Parametrii care dimensionează profilele sînt λ_1, λ și φ respectiv λ_1, λ și μ unde φ reprezintă tangenta unghiului între axa contrafortului și fața sa laterală, în plan orizontal, iar μ tangenta unghiului între axa contrafortului și fața sa laterală, în plan vertical.

Schemele de calcul în cele două variante sînt prezentate în figura 4.135, iar pentru dimensionare s-au aplicat relațiile (4.124), (4.125) și (4.126).

Pentru a ilustra eficiența soluțiilor propuse în figura 4.136 se prezintă comparativ rezultatele unor calcule de dimensionare pentru un baraj de 80 m înălțime cu $L = 15$ m, $\gamma = 10$ kN/m^3, $\gamma_b = 24$ kN/m^3, $\beta = 0{,}10$, $f = 0{,}60$ și $\sigma_{ad,f} = 25$ daN/cm^2.

Rezultă că în raport cu varianta cu contraforți de grosime constantă, soluția cu contraforți de grosime variabilă și constantă în planuri orizontale realizează o economie la volumul de beton de 9,61%, iar cea cu contraforți de grosime variabilă liniar și constantă în planuri paralele cu paramentul amonte de 16%.

În ipoteza distribuției liniare a eforturilor verticale σ_z, care se calculează la diverse cote cu relațiile (4.125) și (4.126), există metodologii de calcul

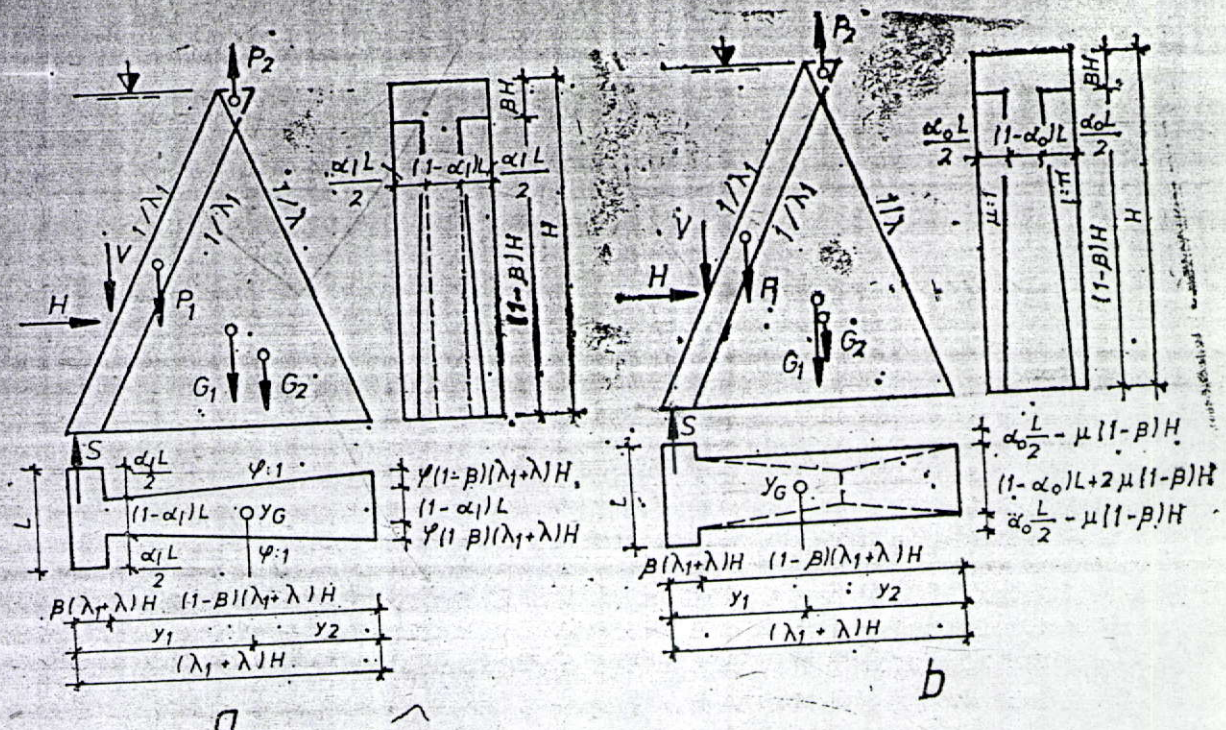


Fig. 4.135 — Scheme de calcul pentru barajele cu contraforți de grosime variabilă: *a* — variabilă liniar și constantă în planuri paralele cu paramentul amonte; *b* — variabilă liniar și constantă în planuri orizontale.

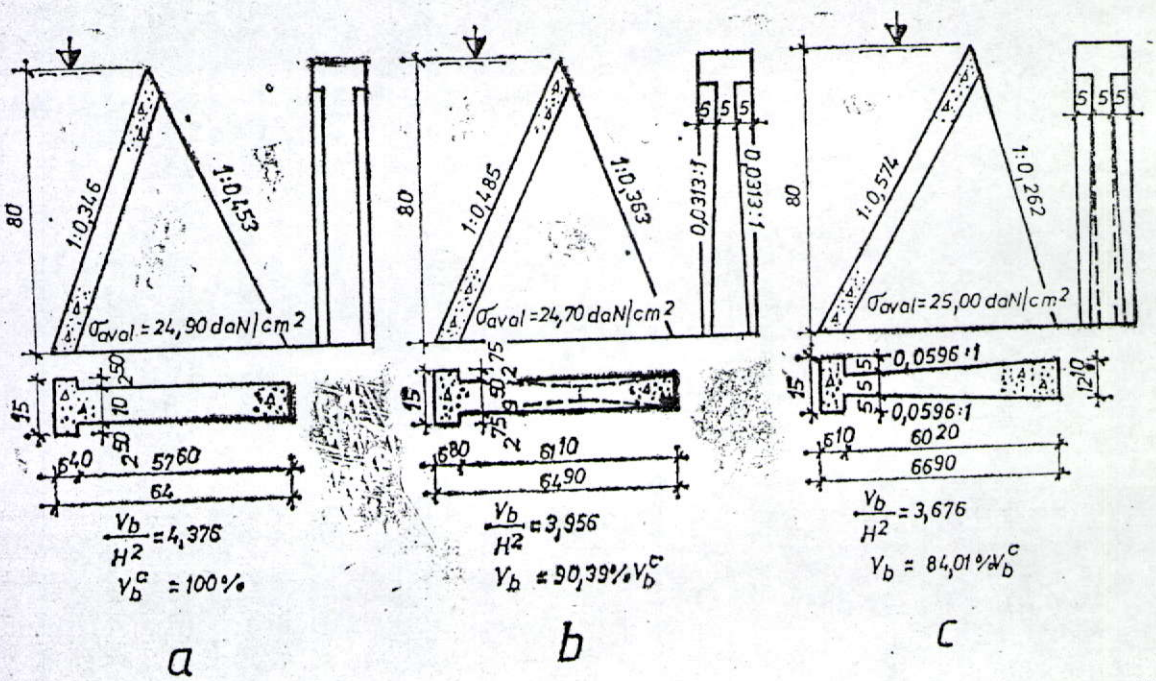


Fig. 4.136 — Profilele unui baraj cu contraforți-ciupercă: *a* — de grosime constantă; *b* — de grosime variabilă liniar și constantă în planuri orizontale; *c* — de grosime variabilă liniar și constantă în planuri paralele cu paramentul amonte.

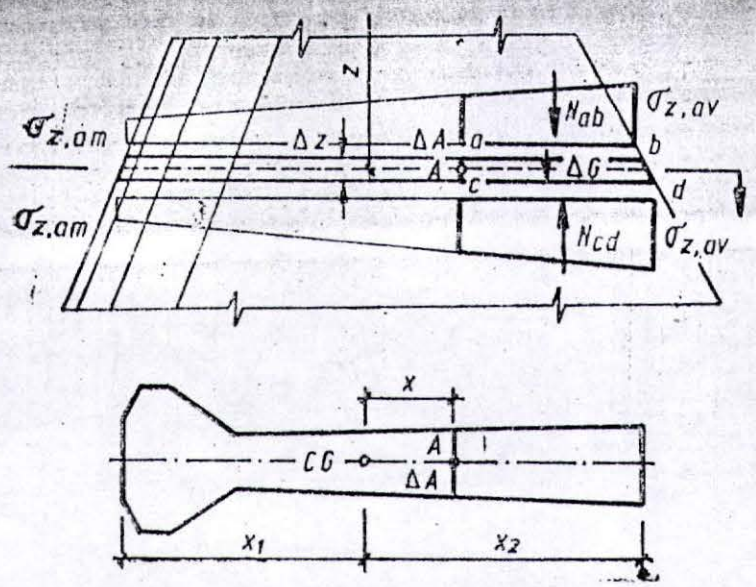


Fig. 4.137 — Schemă de calcul în metoda fîșiilor.

al eforturilor normale orizontale σ_x și tangențiale τ_{zx} din condițiile de echilibru al unor fîșii (fig. 4.137). Metodologia se poate aplica atît la barajele evidate cît și la cele cu contraforți ciupercă. Pe baza eforturilor cunoscute σ_z, σ_x, τ_{zx} într-un punct se pot determina eforturile principale σ_1 și σ_2 și traiectoriile eforturilor principale.

În conformitate cu figura 4.137 se consideră o fîșie a, b, c, d de grosime Δz, la cota z sub coronament, limitată de paramentul aval și un plan vertical paralel cu axul plotului. Se cunoaște distribuția eforturilor normale σ_z pe fețele superioară și inferioară ale fîșiilor. Notînd cu ΔA, aria secțiunii verticale ac, din condiția de echilibru pe verticală, forța de forfecare V pe aria ΔA rezultă:

$$V = N_{ab} + \Delta G - N_{cd} \tag{4.127}$$

unde: N_{ab} și respectiv N_{cd} sînt sarcinile normale pe zonele ab și cd calculate prin integrarea numerică a diagramelor σ_z, iar ΔG greutatea betonului pe fîșia $abcd$. Efortul tangențial în punctul A din centrul secțiunii ac rezultă:

$$\tau_{xz} = \frac{V}{\Delta A} \tag{4.128}$$

Se admite paritatea eforturilor tangențiale ($\tau_{xz} = \tau_{zx}$) și se determină succesiv eforturile tangențiale τ_{zx} în planul orizontal median al fîșiei considerate. Pe întreaga secțiune (s) forța tangențială trebuie să echilibreze forța hidrostatică de la cota respectivă:

$$\int_s \tau_{zx}\, ds = \frac{1}{2}\gamma L z^2 \tag{4.129}$$

Relația (4.129) poate fi folosită ca relație de verificare pentru eliminarea erorilor numerice de calcul. În analiza fîșiilor care includ placa amonte trebuie considerate efectele presiunii interstițiale a apelor de infiltrații (subpresiuni) și a presiunii hidrostatice de pe paramentul amonte.

Eforturile tangențiale la fețele superioară și inferioară ale fîșiilor se determină prin medierea valorilor τ_{zx} calculate succesiv cu (4.128) și (4.129) în suprafețele mediane ale fîșiilor.

Prin integrare numerică se calculează forțele tangențiale la fețele ab, cd ale fîșiei considerate:

$$H_{ab} = \int_{ab} \tau ds, \qquad H_{cd} = \int_{cd} \tau ds \tag{4.130}$$

și în final efortul normal orizontal în punctul A:

$$\sigma_x = \frac{H_{ab} - H_{cd}}{\Delta A} \tag{4.131}$$

În vederea limitării erorilor numerice se recomandă ca, pentru baraje de înălțimi medii (60...80 m), grosimea fîșiei de calcul să fie cuprinsă între 1,00 și 4,00 m [38].

Geometria plăcii amonte la barajele evidate sau a capului ciupercă (diamant) la barajele cu contraforți se determină pe baza analizei stării de eforturi astfel încît eforturile de întindere să fie eliminate sau limitate. Se remarcă mai ales la barajele evidate tendința de a se plasa etanșarea dintre ploturi la extremitatea aval a sîmburului central al suprafeței laterale a plăcii pentru a se beneficia de efectul pozitiv al presiunii hidrostatice laterale [6].

Metoda elementelor finite s-a impus ca un instrument de bază pentru evaluarea mai precisă a comportării ansamblului unitar baraj-teren de fundare, considerînd efectele tridimensionale, ale etapelor de execuție, solicitările termice, efectele infiltrațiilor sau neomogenităților frecvente care apar în terenul de fundare. De asemenea optimizarea formei diverselor elemente structurale pe baza analizei stării de eforturi practic nu este posibilă fără utilizarea metodei elementelor finite.

În figurile 4.33 și 4.46 s-au ilustrat deja două cazuri de aplicare a metodei elementelor finite pentru evaluarea cîmpurilor termice sau a eforturilor din greutatea proprie aplicată secvențial în barajele cu contraforți.

O problemă de interes este de evaluare a efectelor tridimensionale asupra stării de eforturi într-un baraj evidat sau cu contraforți. O analiză tridimensională prin metoda elementelor finite comparativ cu una bidimensională în secțiune transversală prin axul plotului necesită un important efort, care în acord cu rezultatele calculelor comparative ilustrate în figura 4.138 nu se justifică decît în cazuri speciale. În cazurile curente este suficientă analiza bidimensională în ipoteza stării de efort plan pentru zona discretizată din plot și a stării de deformație plană pentru zona de fundație. De asemenea studiul stării de efort în capul contrafortului se poate efectua tot în problema bidimensională pe fîșii de 1 m grosime orientate perpendicular pe paramentul amonte. Comparativ cu un studiu tridimensional rezultatele sînt acoperitoare și pe deplin satisfăcătoare (fig. 4.139) [50].

În legătură cu distribuția eforturilor verticale pe talpa de fundație conform figurii 4.139, se constată diferențele mari față de repartiția liniară și concentrările de eforturi în zona de racord a plăcii cu contrafortul. Aceste concentrări apar datorită rigidității relative mai mari a plăcii în raport cu contrafortul și ele sînt amplificate de rigidizarea terenului de fundare prin injecțiile pentru voalul de etanșare.

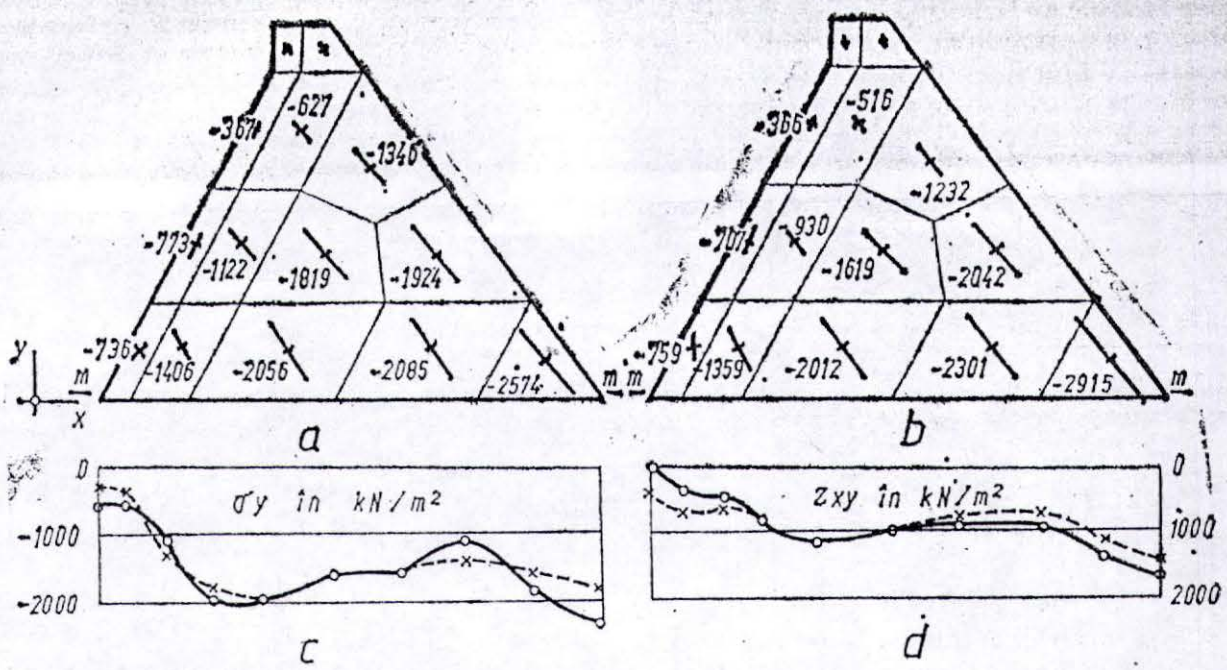


Fig. 4.138 — Eforturi calculate prin metoda elementelor finite într-un baraj cu contraforți din încărcările cu greutate proprie și presiune hidrostatică: *a* — analiză tridimensională; *b* — analiză bidimensională; *c* — eforturi verticale în secțiunea *m—m*; *d* — eforturi tangențiale în secțiunea *m—m* (linie continuă — calcul bidimensional, linie întreruptă — calcul tridimensional) (—compresiuni).

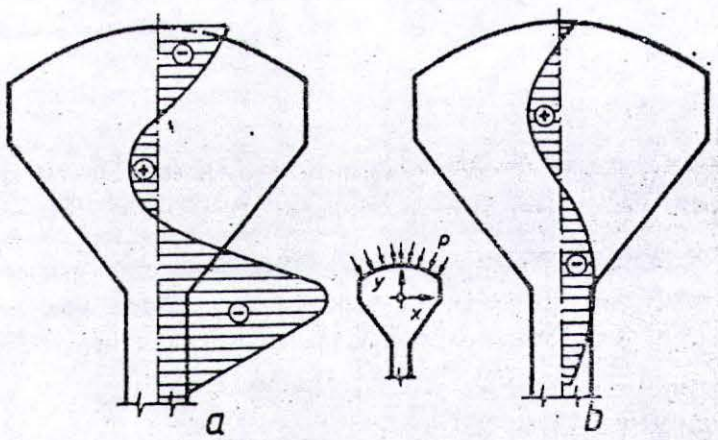


Fig. 4.139 — Distribuția eforturilor orizontale σ_x în axul ciupercii unui baraj cu contraforți: *a* — calcul bidimensional (încărcare din presiune hidrostatică); *b* — calcul tridimensional (încărcări din presiune hidrostatică și greutate proprie)(+întinderi).

În figura 4.140 sînt prezentate unele rezultate ale calculelor prin elemente finite efectuate pentru placa amonte a ploturilor evidate de la barajul Itaipu. Se poate remarca zona de efroturi orizontale de întinderi (σ_x) pe direcția axului barajului de la limita aval a plăcii (vezi detaliu). Variantele comparative analizate prin elemente finite au condus la rezolvarea următoarelor probleme [10]:

— mărimea și înclinarea tăieturii colțului amonte al plăcii, care influențează rezultanta presiunii hidrostatice;

— poziția etanșării rostului transversal pe fața laterală, pentru a beneficia de presiunea hidrostatică laterală la contrabalansarea efectelor presiunii hidrostatice de pe fața amonte:

— forma zonei de racord a plăcii la cei doi contraforți de reazem;

— grosimea contraforților pe care reazemă placa.

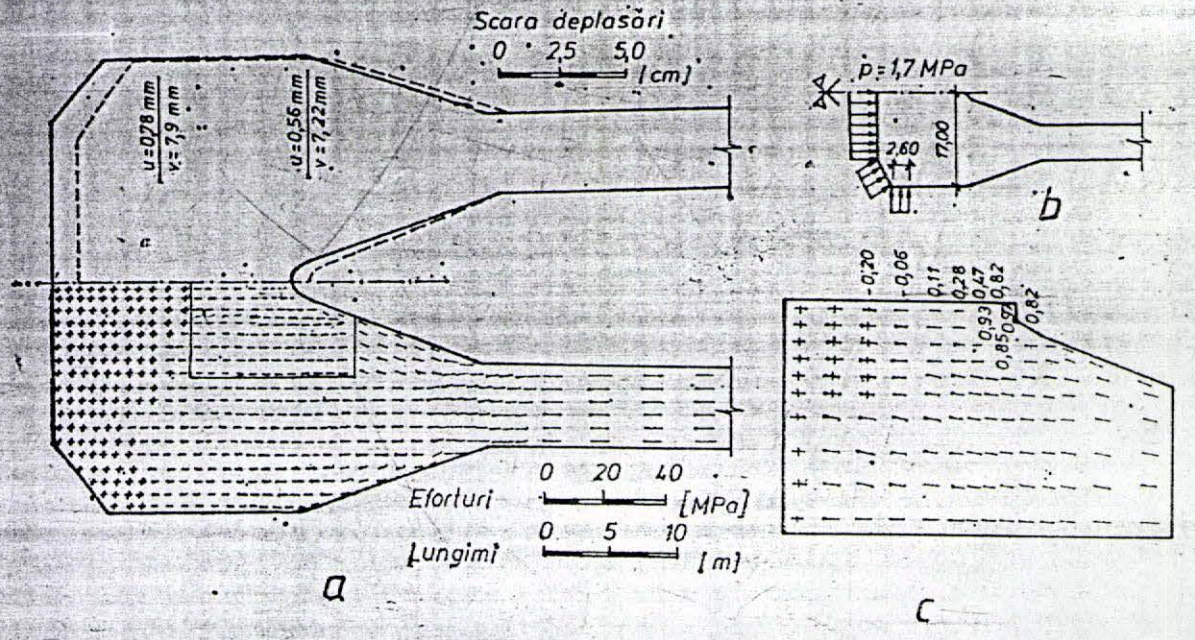


Fig. 4.140 — Analiza prin metoda elementelor finite a deplasărilor și eforturilor în secțiune orizontală în placa amonte a barajului evidat Itaipu: *a* — deplasări și eforturi în secțiune orizontală la 170 m sub nivelul coronamentului; *b* — schema de încărcare; *c* — detaliu eforturi (+ întinderi).

Model și program de calcul pentru optimizarea barajelor cu contraforți și de greutate. Un model și program de calcul pentru optimizarea după principiile programării discrete a barajelor cu contraforți și de greutate în ipoteza repartiției liniare a eforturilor verticale σ_z au fost elaborate de *R. Prișcu, A. Popovici* și *P. Suprovici* [44, 51].

Modelul se bazează pe generarea unor profile cu paramente poligonale într-o rețea propusă inițial (fig. 4.141) din care selectează succesiv profilul cu volum minim de beton care satisface restricțiile problemei. Schema logică a programului de calcul OPTIMDAM este prezentată în figura 4.142.

Rețeaua în care se caută soluția optimă se generează automat, independent în amonte și în aval, în cadrul unor domenii alese. Nodurile fiecărei rețele sînt puse într-o corespondență biunivocă cu o submulțime ordonată de numere naturale, astfel încît unui număr din submulțime să-i corespundă un singur parament poligonal și numai unul, iar prin parcurgerea submulțimii să fie generate toate paramentele — linii frînte posibile care trec prin nodurile rețelei.

După ce a fost găsit profilul cu volum minim corespunzător rețelei inițiale, calculul se continuă prin generarea unei rețele mai fine, în vecinătatea soluției obținute în pasul de calcul anterior. Dimensionarea se încheie atunci cînd abaterea relativă a volumelor soluțiilor a două iterații succesive este mai mică decît o limită impusă.

Selecția profilelor se face din fazele inițiale de analiză, cel mai frecvent pe baza satisfacerii restricțiilor geometrice sau a comparării volumului profilului nou generat cu cel al profilului optim reținut în etapa respectivă de calcul (fig. 4.142), pentru economie de calcul.

Funcția obiectiv este volumul minim de beton din plotul de calcul (W). Volumul W este o funcție neliniară de n variabile $(\alpha_1, \alpha_2, \ldots, \alpha_n)$, înclinările

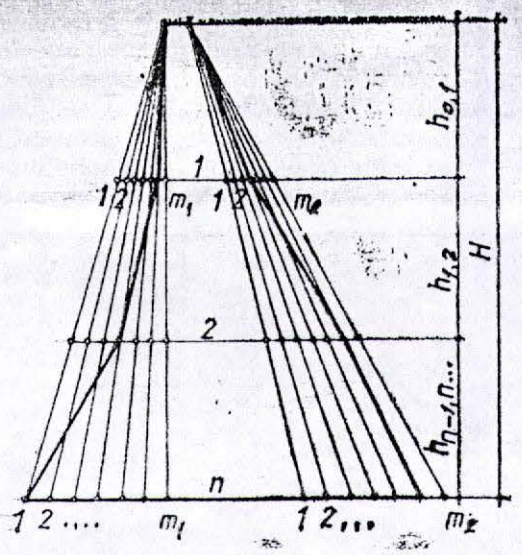


Fig. 4.141 — Rețea pentru generarea profilelor.

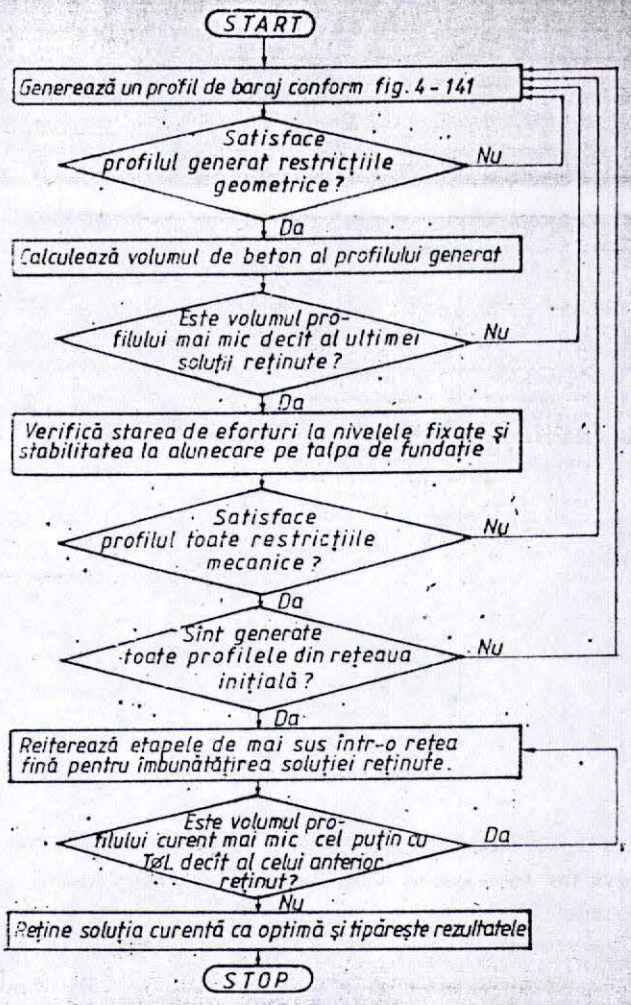


Fig. 4.142 — Schema bloc simplificată a programului OPTIMDAM.

paramentelor poligonale amonte și aval, supuse unui set de restricții (fig. 4.143) sînt:

$$W = W(\alpha_1, \alpha_2, \ldots, \alpha_n), \qquad \alpha = (\alpha_1, \alpha_2 \ldots, \alpha_n) \in \mathrm{ID} \tag{4.132}$$

Restricțiile pot fi grupate în două categorii: de tip geometric și de tip mecanic.

Restricțiile de tip geometric sînt următoarele:

— limitarea sau eliminarea surplombelor

$$(\lambda_{1,i}, \lambda_i) \geqslant 0 \qquad (i = 1, 2 \ldots n) \tag{4.133}$$

— creșterea obligatorie a lățimii profilului către bază

$$B_{i+1} \geqslant B_i \qquad (i = 1, 2 \ldots n) \tag{4.134}$$

— fixarea lățimii coronamentului pe considerente constructive;

— limitarea înclinării minime $\left(\mathrm{tg}\alpha_{1,i} = \dfrac{1}{\lambda_{1,i}}\right)$ a paramentului amonte (opțional);

$$\lambda_{1,i} \leqslant \lambda_{1,max} \qquad (i = 1, 2 \ldots n) \tag{4.135}$$

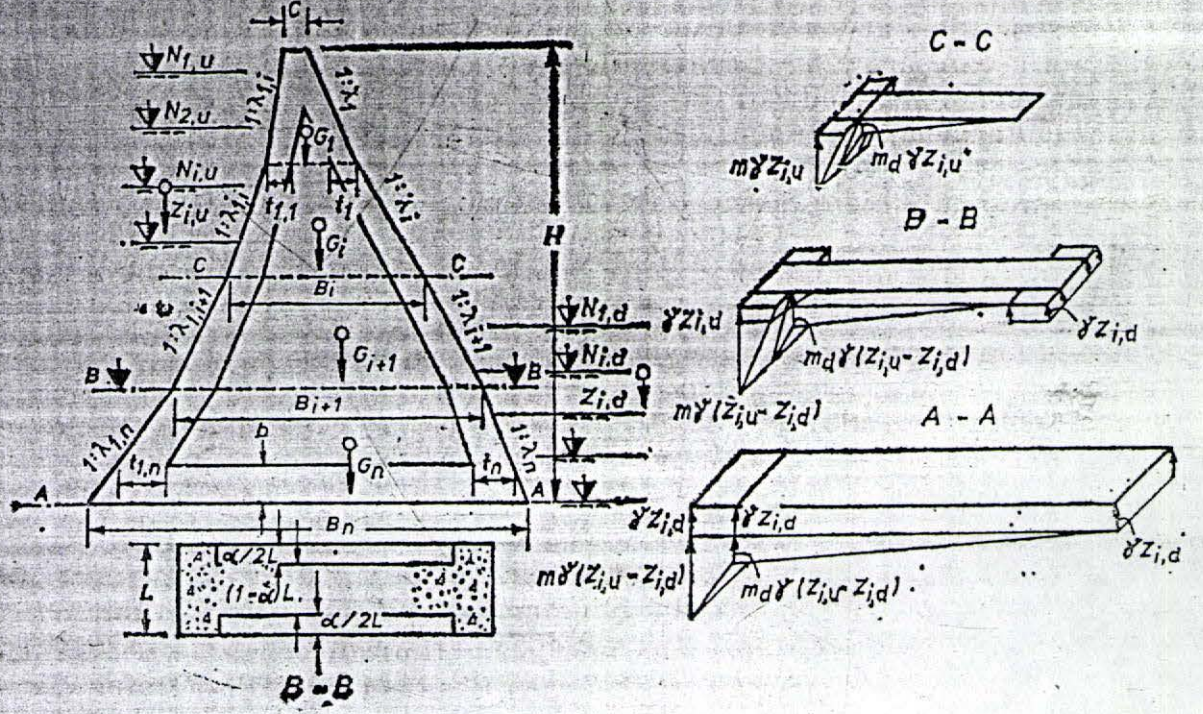


Fig. 4.143 — Schema de calcul și diagramele de subpresiuni în fundație și la cotele tronsoanelor de calcul al profilelor poligonale de baraje cu contraforți și de greutate.

— fixarea coeficientului de evidare în cazul barajelor cu rosturi lărgite, evidate sau cu contraforți;

— fixarea grosimii maxime și minime a plăcilor amonte și aval pentru barajele cu rosturi lărgite sau cu contraforți; grosimea plăcilor amonte și aval variază liniar pe înălțimea barajului;

— fixarea grosimii radierului general pentru cazul cînd acesta există.

Restricțiile de tip mecanic sînt următoarele:

— îndeplinirea condiției de stabilitate la alunecare pe talpa de fundație a barajului:

$$\Sigma H \leqslant f \Sigma V \tag{4.136}$$

— eliminarea eforturilor verticale de întindere la paramentul amonte al barajului și limitarea eforturilor verticale de compresiune la paramentul aval într-un număr arbitrar de secțiuni orizontale stabilite inițial în care se verifică relații de forma:

$$\begin{aligned} \sigma_i &= \frac{\Sigma V_i}{A_i} - \frac{\Sigma M_{iy}}{I_y} x_{G_{i,am}} \geqslant 0 \qquad i = 1, 2 \ldots n \\ \sigma_c &= \frac{\Sigma V_i}{A_i} + \frac{\Sigma M_{iy}}{I_y} x_{G_{i,av}} \leqslant \sigma_{ad,c} \qquad i = 1, 2 \ldots n \end{aligned} \tag{4.137}$$

— limitarea la paramentul amonte (aval) în secțiunile de calcul al eforturilor principale de întindere (compresiune):

$$\begin{aligned} \sigma_{2,i}^{am} &= \sigma_{v,i}^{am}(1 + \lambda_{1,i}^2) - \gamma z_i \lambda_{1,i}^2 \geqslant \sigma_{ad,t} \\ \sigma_{1,i}^{av} &= \sigma_{v,i}^{av}(1 + \lambda_i^2) \leqslant \sigma_{ad,c} \end{aligned} \tag{4.138}$$

(eforturile de întindere sînt considerate cu semnul —).

Restricțiile sînt verificate pe înfășurători, adică sînt reținute numai acele profile care îndeplinesc restricțiile pentru toate combinațiile de niveluri de apă amonte-aval indicate în datele de intrare.

Solicitările luate în considerare sînt următoarele:

— greutatea proprie;

— presiunea hidrostatică a apei din amonte și aval pentru un număr arbitrar de nivele;

— presiunea aluviunilor din lac; ele se consideră în stare submersată și curgătoare ($\varphi = 0$), acționînd după o lege de tip hidrostatic;

— subpresiunea pe talpa de fundație sau în secțiunile de calcul în beton; diagramele de subpresiuni sînt modelate în funcție de nivelele apei din amonte și aval, efectul voalului de etanșare și al sistemelor de drenaj; în cazul barajelor cu contraforți sau evidate se consideră efectul drenant al evidării;

— cutremurul orizontal și vertical, după metoda statică prin forțe inerțiale proprii și presiuni hidrodinamice.

Profilul dimensionat optimizat poate opțional fi verificat la grupări de încărcări suplimentare, numărul ipotezelor de verificare fiind nelimitat.

În figura 4.144 sînt prezentate profilele optimizate rezultate pentru datele de proiectare corespunzătoare barajelor Rositas (Bolivia) și Itaipu (Brazilia-Paraguay).

Aplicarea modelului de calcul în diferite cazuri concrete a reliefat că profilele optimizate cu paramente poligonale au volume de beton cu 8 ... 12% mai reduse decît profilele cu paramente liniare dimensionate în condiții echivalente.

Pentru profilul optimizat al barajului Itaipu, în figura 4.145 sînt ilustrate diagramele de eforturi σ_z, τ_{zx} și liniile de egal efort σ_x din încărcările cu greutate proprie și presiune hidrostatică, calculate prin metoda elementelor

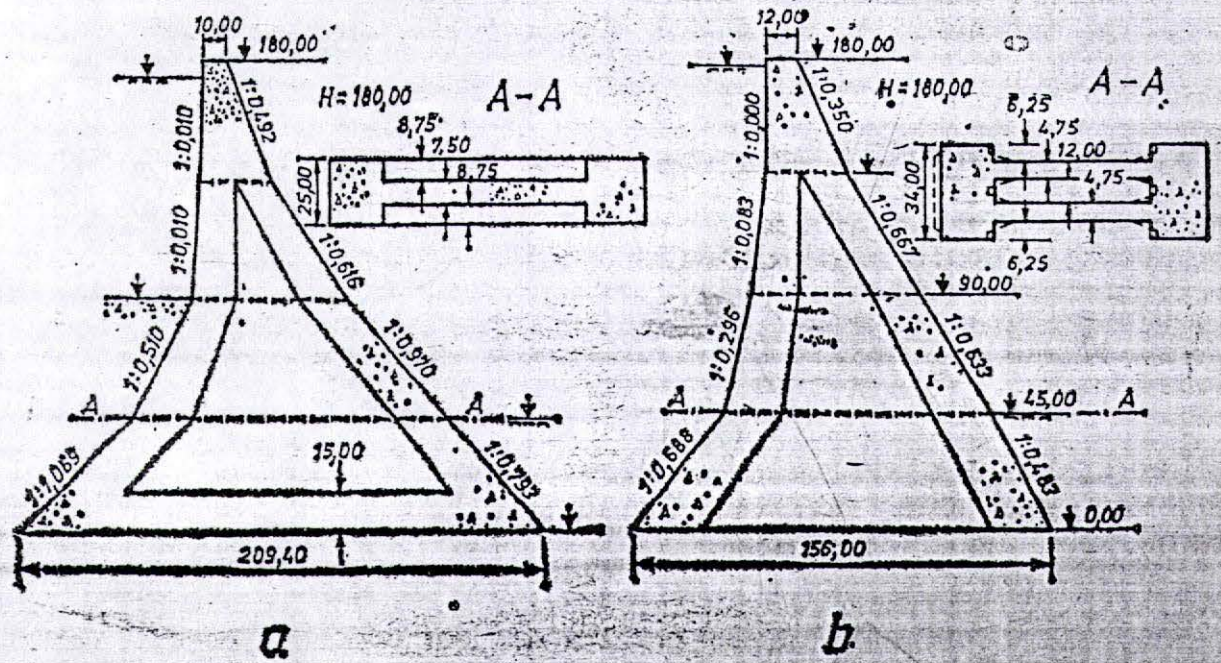


Fig. 4.144 — Profile optimizate cu programul OPTIMDAM: *a* — barajul Rositas; *b* — barajul Itaipu.

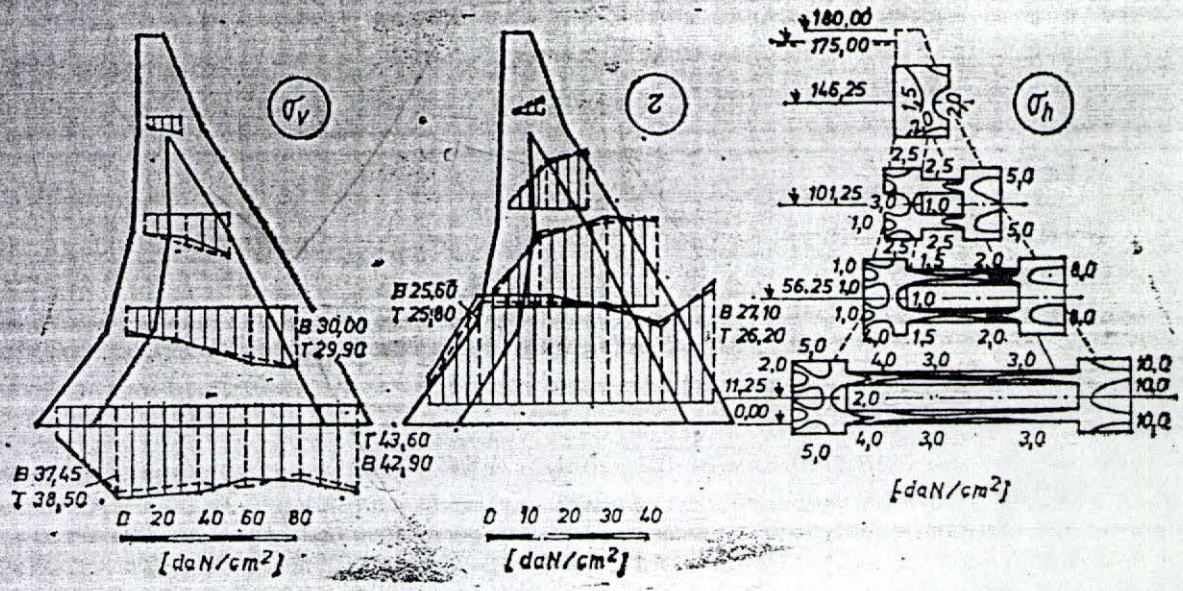


Fig. 4.145 — Eforturi calculate prin metoda elementelor finite pentru profilul optimizat a barajului Itaipu (*B* — calcul bidimensional; *T* — calcul tridimensional).

finite. Deși se constată uneori diferențe apreciabile față de eforturile calculate după formula compresiunii excentrice din rezistența materialelor, repartiția liniară a eforturilor σ_z, în această etapă, rămîne frecvent acceptată pentru calculele preliminare de dimensionare.

Aspecte de calcul al barajelor cu plăci de beton armat. Calculele pentru barajele cu plăci de beton armat diferă substanțial de calculele caracteristice barajelor de beton masive sau semimasive.

Placa amonte este un element de rezistență independent care se calculează în acord cu legăturile ei cu contraforții de reazem. Încărcările de bază sînt presiunea hidrostatică și componenta normală a greutății proprii. În cazul cel mai frecvent al plăcii simplu rezemate pe contraforți, schema de calcul este prezentată în figura 4.146. De obicei grosimea plăcii este determi-

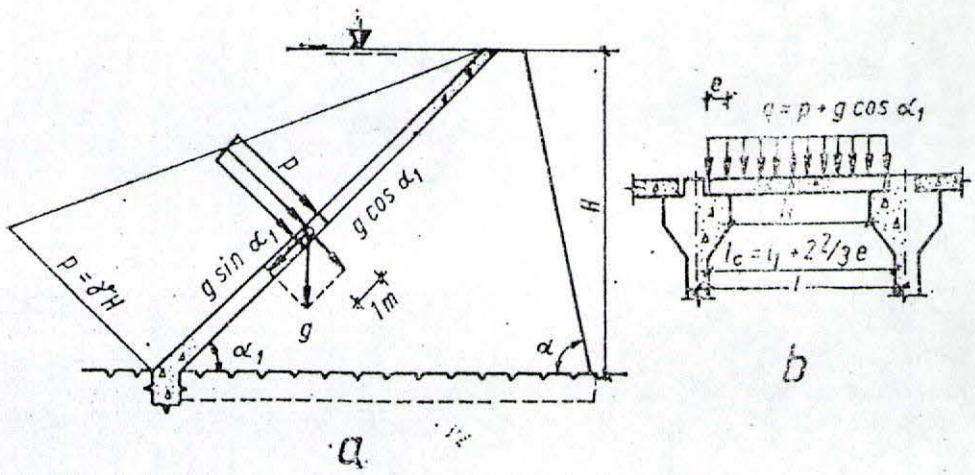


Fig. 4.146. — Schemă pentru calculul plăcii simplu rezemate pe contraforți: *a* — evaluarea încărcărilor din greutate proprie și presiune hidrostatică; *b* — schema statică de calcul.

nată de momentele încovoietoare în cîmp pentru zona superioară a barajului și de forțele tăietoare de pe reazem pentru zona de la bază. În elevație grosimea plăcilor variază liniar, mai rar în trepte. Calculele se efectuează în acord cu teoria betonului armat.

Plăcile reazemă pe vute profilate la capetele amonte ale contraforților (fig. 4.147). Lățimea feței de reazem este de 0,5...1,0 grosimea plăcii. Reacțiunile din placă se admit de obicei după o diagramă triunghiulară. Dacă se pune condiția ca, sub acțiunea acestora, eforturile medii de forfecare în diverse secțiuni să fie uniforme, conturul dinspre aval al vutei rezultă parabolic (linia întreruptă în fig. 4.147). Practic, vuta se realizează din segmente de linii drepte, latura $\overline{cd}$ se ia egală sau ceva mai mare decît $\overline{bc}$, iar $\overline{de}$ tangentă la conturul teoretic parabolic.

Calculul contraforților cuprinde două etape: determinarea formei și dimensiunilor pe baza unor încercări succesive; verificarea lor la stabilitate la alunecare, stare de eforturi și eventual stabilitate la flambaj (stabilitate laterală).

În prima etapă contrafortul se consideră alcătuit dintr-o serie de stîlpi curbați independenți, delimitați de traiectoriile eforturilor principale de ordinul I (fig. 4.148). Lățimea unui stîlp se consideră de obicei 10...12 m măsurați pe orizontală.

Stîlpii se dimensionează succesiv în diverse secțiuni, la compresiune centrică sub acțiunea rezultantei presiunii hidrostatice și a greutății proprii aferente. În acest sistem se pot calcula contraforți de egal efort de compresiune.

După definitivarea formei contraforților se fac o serie de calcule de verificare așa cum s-a menționat mai înainte.

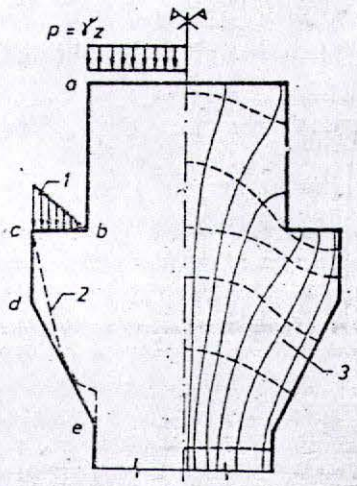


Fig. 4.147 — Schemă pentru calculul vutei contraforților la barajele cu plăci de beton armat; *1* — încărcare din placă; *2* — contur parabolic; *3* — traiectoriile eforturilor principale.

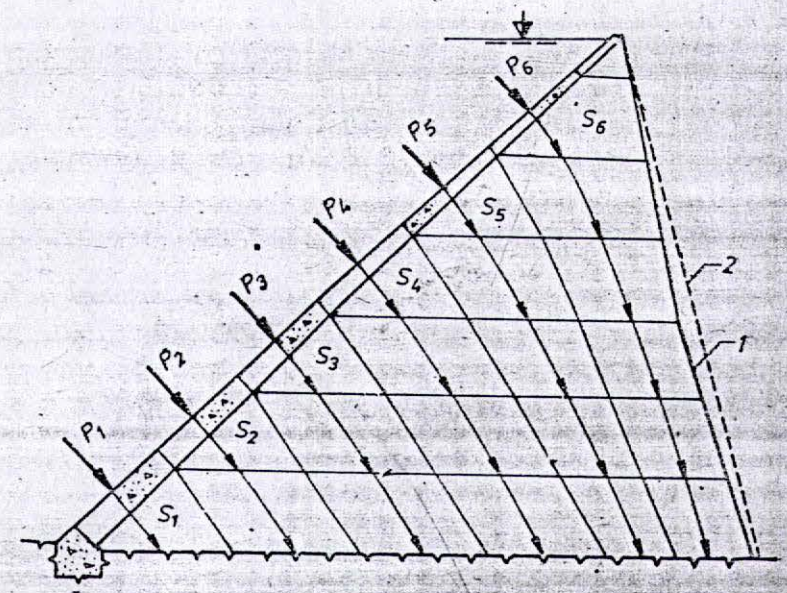


Fig. 4.148 — Împărțirea contrafortului în stîlpi independenți: *1* — parament teoretic; *2* — parament real din considerații constructive.

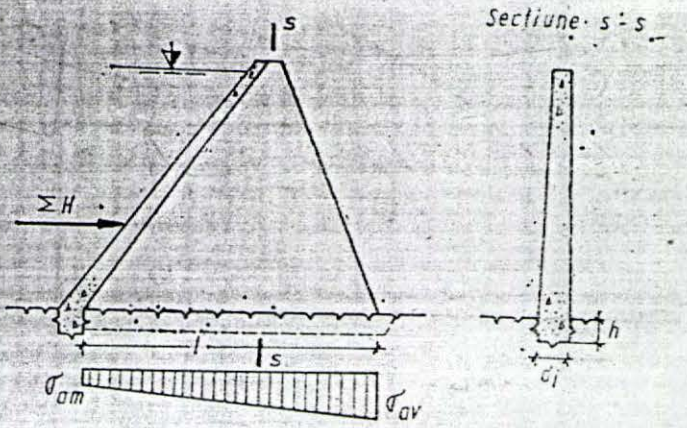


Fig. 4.149 — Schemă pentru verificarea stabilității la alunecare a contrafortului.

Stabilitatea la alunecare a contraforților se calculează pe baza principiilor care au fost expuse în cazul barajelor de greutate. În cazul barajelor cu contraforți și a contraforților independenți în special, stabilitatea la alunecare crește prin încastrarea în teren a contraforților și a pereților de reținere sau vutei din amonte. Legătura rigidă între aceste elemente are efecte însemnate asupra creșterii capacității de rezistență la alunecare.

Pe baza argumentelor expuse mai înainte *Scelkanov* propune următoarea relație de verificare a stabilității la alunecare a contraforților (fig. 4.149) [6]:

$$\frac{cA_1}{k_1\Sigma H} + \frac{2\sigma_m^{3/4}A}{k_2\Sigma H} \geqslant 1 \qquad (4.139)$$

unde A este suprafața tălpii contrafortului, cm²; $A_1 = (2h + d_i)l$ — suprafața părții inferioare a contrafortului încastrată în rocă sănătoasă, cm²; ΣH — suma forțelor orizontale pe contrafort, daN; c — coeziunea beton-rocă, daN/cm²; $\sigma_m = \frac{\sigma_{v,am} + \sigma_{v,av}}{2}$ — efortul mediu vertical, daN/cm²; k_1 și k_2 — coeficienți de siguranță egali cu 3 și respectiv 1,3.

Eforturile în contraforți pot fi determinate comod prin metoda elementelor finite dar există și metode bazate pe teoria elasticității [6].

Aspecte de calcul al barajelor cu bolți sau cupole multiple. Bolțile rezemate liber pe contraforți pot fi calculate separat echivalînd contraforții prin reazeme rigide sau elastice. În cazul mult mai frecvent al bolților sau cupolelor făcînd corp comun (legate rigid) cu contraforții, analiza trebuie făcută unitar pentru întregul ansamblu baraj-teren de fundare. Asemenea analize se fac fără dificultate, aplicînd programe de calcul bazate pe metoda elementelor finite. În România cele mai cunoscute programe pentru problemele de acest tip sînt SAPIV, NONSAP, ADYNA, ANSYS etc. (vezi capitolul 3).

Metodele dezvoltate de *Kelen* [6] pentru calculul arcelor independente componente ale bolților pot fi considerate în prezent metode istorice.

Încărcările considerate uzual în calcule sînt cele din greutatea proprie, presiunea hidrostatică, variațiile de temperatură, acțiunea seismică.

Pentru barajul cu cupole multiple Aguieira (v. fig. 4.131) în figurile 4.150 și 4.151 se ilustrează rezultatele unor calcule efectuate prin metoda elemente-

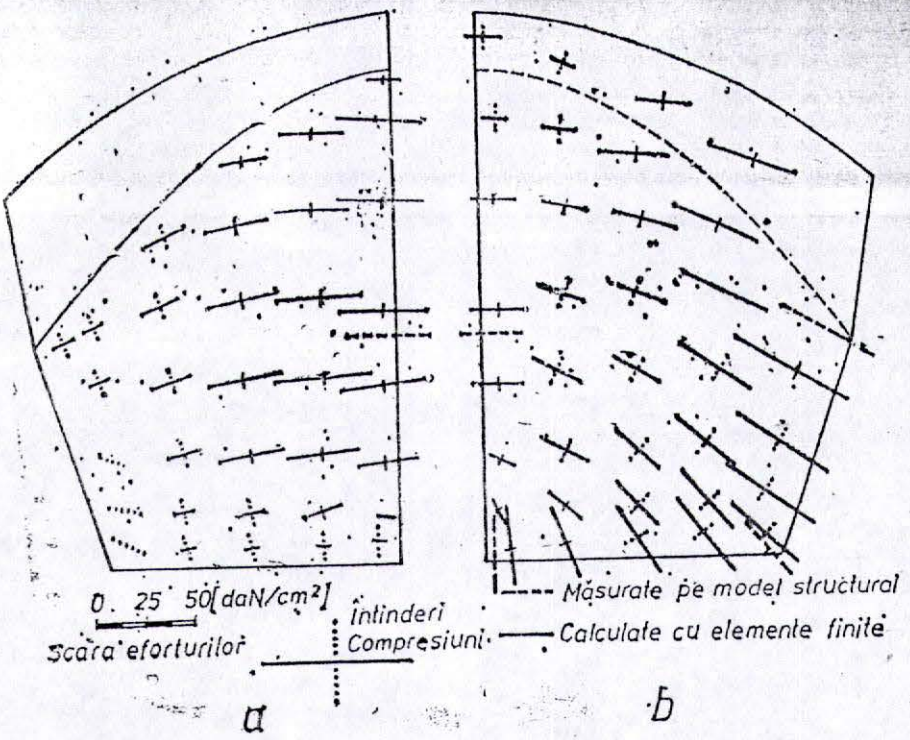


Fig. 4.150 — Eforturi principale din greutate proprie și presiune hidrostatică în cupola centrală a barajului Aguieira (Portugalia) [49]: *a* — parament amonte; *b* — parament aval.

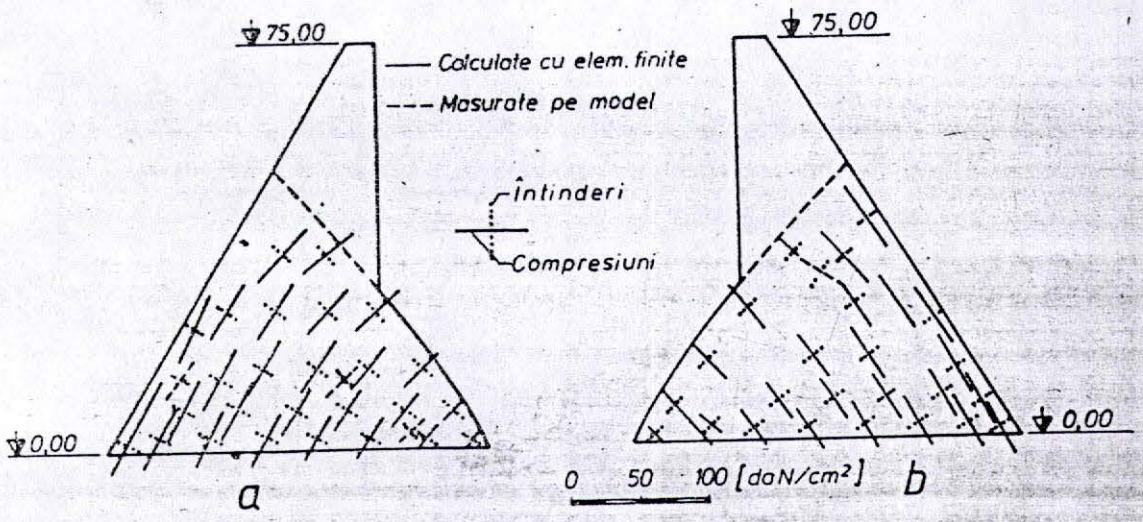


Fig. 4.151 — Eforturi principale din greutate proprie și presiune hidrostatică în contrafortul mal drept al barajului Aguieira (Portugalia) [49]: *a* — schemă cu jumătate arc central și contrafort; *b* — schemă cu jumătate arc lateral și contrafort.

lor finite, după un program de calcul dezvoltat la LNEC — Lisabona, [49]. Într-o schemă de discretizare s-a cuprins jumătate din arcul central și jumătate din contrafortul asociat. Într-o altă schemă s-a inclus bolta și contrafortul dinspre malul drept și jumătate din bolta centrală. În axul bolții centrale s-au pus condiții de simetrie geometrică, mecanică și de încărcare. Terenul de fundare s-a modelat prin resorturi elastice.

Analiza eforturilor principale în cupola centrală din greutatea proprie și presiunea hidrostatică în arcul central (fig. 4.150) pune în evidență atît pe fața amonte cît și aval, unele zone de eforturi principale de întindere. La fața amonte apar eforturi de întindere la bază pe direcție aproximativ verticală și la nașteri pe direcții orizontale care în elevație se apropie treptat de verticală. La fața aval se produc eforturi de întindere pe orizontală și verticală la cheie în zona coronamentului și înclinate cu 20...45° față de verticală la nașteri în jumătatea inferioară. Eforturile calculate cu metoda elementelor finite au fost confirmate de cele măsurate pe modelul structural din gips și diatomită.

În contraforți eforturile principale de ordinul I sînt în permanență compresiuni, iar cele de ordinul II în permanență întinderi. Starea de eforturi și în acest caz a fost confirmată de măsurătorile pe modelul structural.

Contraforții acestor baraje trebuie verificați și din punctul de vedere al stabilității la alunecare. Schema de calcul nu diferă de cea prezentată pentru contraforții barajelor cu plăci din beton armat.

Condițiile de înscriere la versanți a bolților (cupolelor) și verificările asupra comportării versanților sînt similare cu cele din cazul barajelor arcuite.

4.10. BARAJE ARCUITE. ELEMENTE CONSTRUCTIVE ȘI TEHNOLOGICE

Criterii de clasificare. Profile caracteristice. Barajele arcuite sînt structuri de rezistență care prin forma lor de boltă preiau spațial împingerea hidrostatică, greutatea proprie și alte încărcări pe care le transmit către versanți și către bază în roca de fundare. Din acest punct de vedere pe lîngă calitatea foarte bună a rocii de fundare, barajele arcuite sînt condiționate și de morfologia văii. Văile înguste, simetrice, sub formă de chei sînt cele mai favorabile din punct de vedere morfologic pentru înscrierea unui baraj arcuit.

Cea mai simplă definire a formei văii se poate face prin raportul între lățimea văii la nivelul coronamentului barajului (lungimea coardei arcului de coronament, L_c) și înălțimea barajului (H). Cheile sînt caracterizate de raportul $\frac{L_c}{H} < 3$, văile înguste de raportul $3 < \frac{L_c}{H} < 6$, iar văile largi de $\frac{L_c}{H} > 6$.

În definirea de mai înainte nu s-a cuprins lățimea din albie a văii (d) și asimetria versanților. O relație care ia în considerare acești factori a fost propusă de *Sarkaria* [37] (fig. 4.152):

$$K = \frac{d + H(\sec \varnothing_1 + \sec \varnothing_2)}{H} \tag{4.140}$$

unde K, denumit factor *Sarkaria*, exprimă tot raportul L_c / H, dar sub formă explicită funcție de lățimea în albie (d) și înclinările versanților ($\varnothing_1$, $\varnothing_2$).

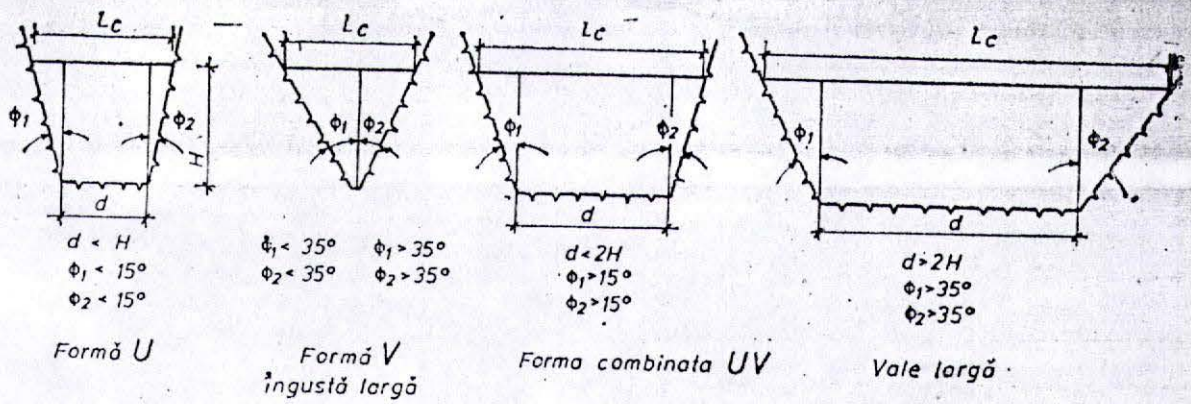


Fig. 4.152 — Definirea factorilor de formă a văii (după *Sarkaria*).

În condiții normale barajele arcuite se realizează în văi în care raportul L_c/H nu depășește 3,5 ... 4,0. În ultimele decade soluții cu baraje arcuite s-au aplicat în văi tot mai largi. Exemple sînt numeroase: Hendrik Verwoerd ($H = 90$ m, $K = 11$, Africa de Sud, 1963), Pieve di Cadore ($H = 34$ m, $K = 5$, Italia), Auburn ($H = 207$ m, $K = 5$, cu lungime record a arcului de coronament 1066 m, SUA), Kariba ($H = 125$ m, $K = 4{,}9$, Zimbabwe), Ikehara ($H = 111$ m, $K = 4{,}2$, Japonia) și altele.

În criterile de clasificare ICOLD se includ în categoria barajelor arcuite toate barajele curbate a căror grosime la bază (B) este mai mică de 0,6 H, unde H este înălțimea barajului.

O clasificare mai cuprinzătoare se bazează pe raportul (λ) între grosimea la bază (B) și înălțimea barajului (H). După raportul $\lambda = B/H$ se disting:

— baraje arcuite subțiri la care $\lambda < 0{,}20$;

— baraje arcuite cu grosimi medii cu $\lambda = 0{,}20 \ldots 0{,}35$;

— baraje arcuite groase sau baraje de greutate în arc cu $\lambda = 0{,}35 \ldots 0{,}60$.

Alți coeficienți care pot fi considerați pentru clasificări sînt H^2/Br_c și $L_2^d H^2/V$, ultimul denumit și coeficient de îndrăzneală [6]. În rapoartele de mai sus s-a notat cu r_c — raza arcului de coronament, L_d — lungimea desfășurată a arcului de coronament, V — volumul barajului. Barajele arcuite obișnuite au raportul H^2/Br_c cuprins între 2 și 8, iar coeficientul de îndrăzneală între 1,5 și 6,0, mai mare la barajele înalte.

Pe scara evoluției barajelor arcuite, la paragraful 4.1 s-au amintit barajele cilindrice (cu rază constantă), barajele izogone (cu arce cu deschideri unghiulare constante) și barajele cu unghiuri la centru și raze variabile. Barajele arcuite moderne se încadrează în general în ultimul tip, linia centrelor unghiurilor fiind în același plan sau în plane diferite (fig. 4.153). În cazul al doilea dispare restricția unei structuri arcuite simetrice sau cvasisimetrice.

Pe lîngă arcele de formă circulară care în continuare sînt cel mai frecvent aplicate, se menționează barajele cu arco circulare cu trei centre, cu arce parabolice sau eliptice. Arcele sînt de obicei ingroșate către nașteri. În ultimul timp au apărut barajele de formă liberă (oarecare) rezultată din calculele de optimizare.

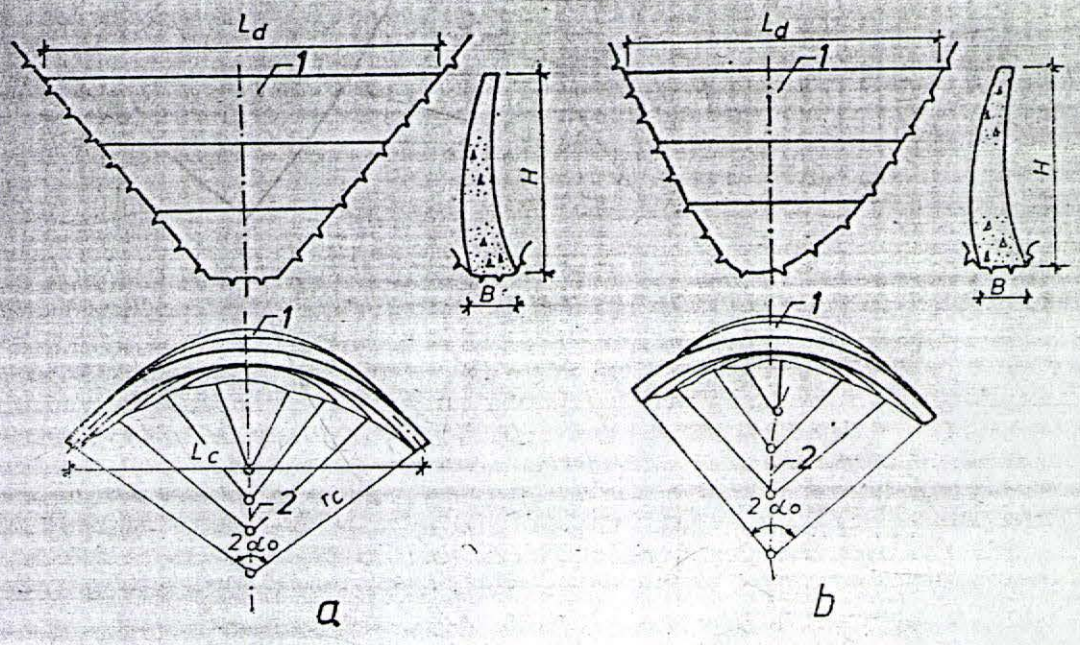


Fig. 4.153 — Baraje arcuite cu unghiuri la centru și raze variabile: *a* — cu secțiunea centrală și linia centrelor în același plan; *b* — cu linia centrelor o curbă în spațiu; *1* — secțiune centrală; *2* — linia centrelor.

După forma lor în secțiunea centrală (maestră), barajele arcuite pot fi cilindrice (cu paramentul amonte vertical), ușor cupolate sau puternic cupolate (fig. 4.154).

În figura 4.155 sînt ilustrate mai multe scheme de alcătuire structurală a barajelor arcuite. Cea mai frecventă este structura monolită realizată din

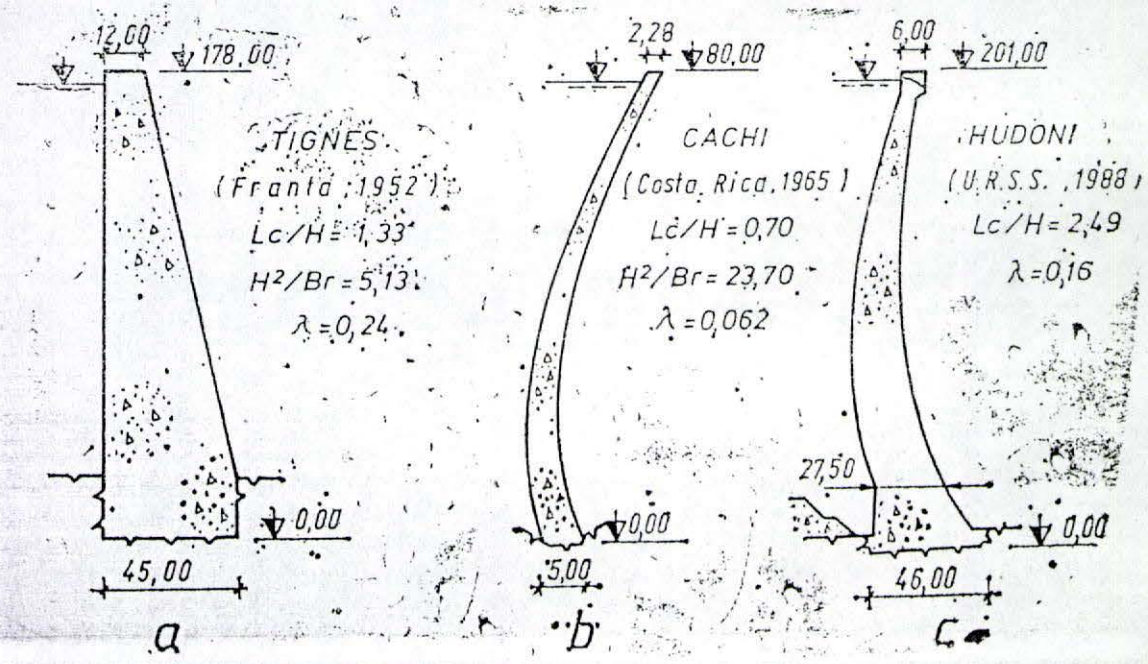


Fig. 4.154 — Tipuri de baraje arcuite după curbura pe verticală: *a* — cilindrice; *b* — puternic cupolate; *c* — ușor cupolate.

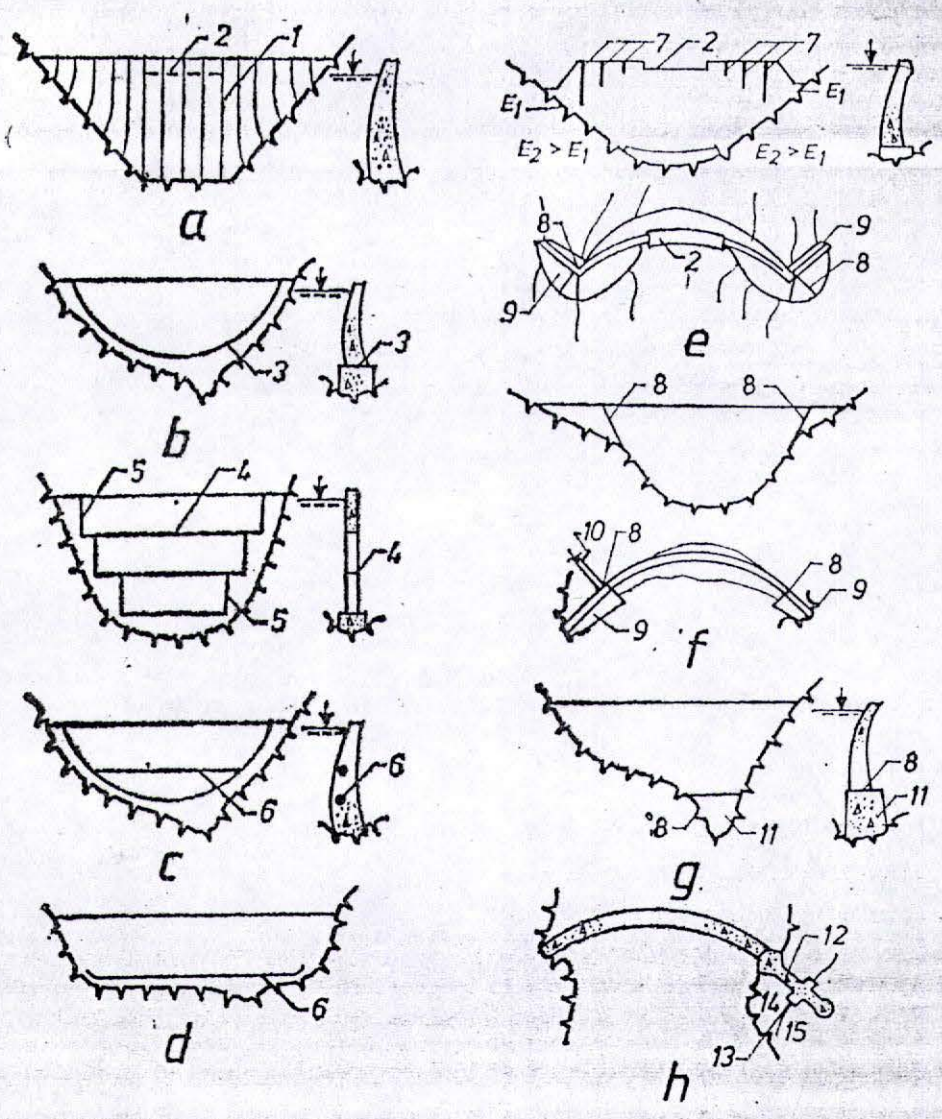


Fig. 4.155—Scheme de alcătuiri structurale ale barajelor arcuite: *a*—structură monolită; *b* — cu rost perimetral; *c* — cu rosturi care fragmentează structura în arce articulate în soclul fundației; *d* — cu rosturi parțiale (limitate) la paramentul amonte; *e* — cu arce plonjante; *f* — cu culei de închidere în versanți; *g* — cu soclu la bază; *h* — cu pereți de rezemare; *1* — rosturi injectate; *2* — deversor; *3* — rost perimetral; *4* — rosturi de centură; *5* — articulații; *6* — rosturi parțiale (limitate); *7* — rosturi verticale deschise (neinjectate); *8* — rosturi de contracție; *9* — culee de greutate; *10* — aripă de închidere; *11* — soclu; *12* — perete excavat în rocă; *13* — falie; *14* — rocă slabă; *15* — rocă de bună calitate; E_1, E_2 — moduli de compresibilitate a rocii din fundație.

ploturi ale căror rosturi se injectează (fig. 4.155, *a*). Structura cu rost perimetral (fig. 4.155, *b*), aplicată inițial de constructorii italieni, asigură o libertate mai mare de deplasare a structurii, eliminînd eforturile de întindere de-a lungul nașterilor amonte caracteristice structurilor monolite. Structura alcătuită din arce orizontale articulate în soclul din versanți (fig. 4.155, *c*) asigură comparativ cu soluția precedentă o libertate sporită de deplasare a structurii. Într-o astfel de alcătuire structura practic nu simte contracțiile de întărire a betonului, variațiile termice sau tasările terenului de fundare [9].

Sistemul cu rost parțial perimetral sau orizontal limitează fenomenul de decomprimare a stîncii la piciorul amonte al barajului prin eforturile verticale de întindere care apar în zona inferioară la paramentul amonte al barajului (fig. 4.155, *d*). Sistemul cu arce plonjante exemplificat prin soluția aplicată la barajul Kurobe ($H = 186$ m, Japonia) este tipic amplasamentelor în care roca de fundare la nivelul coronamentului este de calitate mai slabă (fig. 4.155, *e*). Arcele plonjante și rosturile deschise de la coronament asigură transmiterea încărcărilor pe arce către zona cu rocă de calitate bună.

Schema cu închidere în versanți a barajului la partea superioară prin culei de greutate este tipică amplasamentelor în care valea se lărgește foarte mult în zona coronamentului (fig. 4.155, *f*). În văile cu rigole de eroziune adînci se poate aplica o schemă de baraj rezemat pe un soclu de închidere a rigolei de eroziune (fig. 4.155, *g*). În versanții cu pachete de rocă de suprafață degradate, traversați de falii active, se pot aplica soluții speciale de transmitere a încărcărilor către zonele de rocă bună prin pereți (fig. 4.155, *h*) sau coloane forate.

Mai multe exemple de secțiuni centrale de baraje arcuite cu înălțimi $H = 86 \ldots 236$ m și rapoarte $L_c/H = 1{,}73 \ldots 5{,}35$ sînt prezentate în figura 4.156. Alte exemple reprezentative au fost ilustrate în figurile 4.22, 4.23, 4.24 și 6.108 (vol. 2). Se remarcă rostul orizontal de la partea inferioară care împarte barajul Cirkeisk în două părți, crescînd cota parte din încărcări care se transmit pe arce. Barajul Dongjiang realizat pe granite jurasice într-o vale simetrică reflectă prudența constructorilor chinezi în proiectarea barajelor de mare înălțime. Barajul este în curs de construcție. Barajul Almendra, realizat din arce cu trei centre ilustrează o concepție după care s-au realizat numeroase baraje mai ales în Spania și Portugalia. Arcele cu trei centre la fel ca arcele parabolice sau eliptice (aplicate la barajul Tul) au unghiuri de incidență cu versanții mai mari decît arcele circulare tradiționale în condiții echivalente. Secțiunea centrală a barajului Contra se înscrie în preferințele constructorilor elvețieni pentru baraje cu curbură redusă față de verticală.

Modul de realizare în două etape a barajului Tul exemplifică posibilitățile de supraînălțare a barajelor arcuite. Supraînălțarea lor nu prezintă dificultăți deosebite, la contactul dintre betoanele de vîrste diferite se recomandă prevederea de rosturi care să permită lunecări. Barajul Paltinul, prevăzut cu rost perimetral, exemplifică posibilitățile superioare ale acestei structuri de a se acomoda cu deplasări diferențiate ale terenului de fundare, aspect probat la acest baraj cu ocazia primei puneri sub sarcină. În sfîrșit profilul cu curbură accentuată pe verticală și forma liberă a arcelor (exprimate prin funcții spline de interpolare) de la barajul Poiana Ruscă reflectă posibilitățile largi oferite de tehnicile de calcul automat pentru proiectarea optimizată a acestor lucrări.

Probleme de bază în proiectarea structurii. Proiectarea structurii unui baraj arcuit se desfășoară în mai multe etape care se pot schematiza astfel:

— alegerea axului barajului și a secțiunii centrale;

— trasarea inițială a barajului și calculul stării de eforturi;

— corectarea succesivă a formei barajului inclusiv a secțiunii centrale pe baza interpretării rezultatelor asupra stării de eforturi;

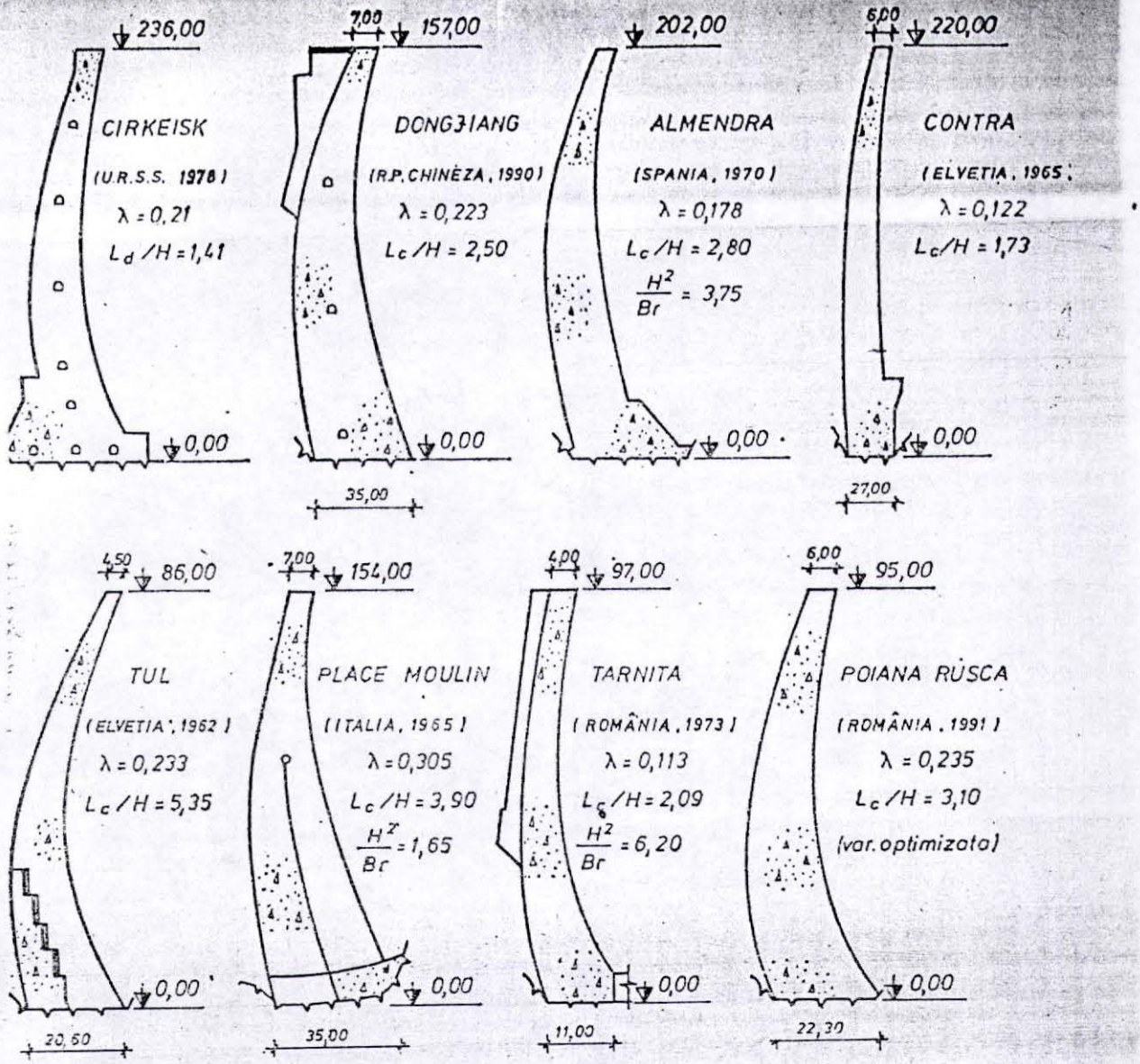


Fig. 4.156 — Exemple de secțiuni maestre de baraje arcuite.

— definitivarea înscrierii la teren în secțiuni orizontale (pe arce) și verticale (pe console) pentru fundare pe rocă sănătoasă;

— verificarea stării de efort și a stabilității versanților în zona nașterilor arcelor;

— definitivarea elementelor de trasare și a secțiunilor caracteristice.

Principiile generale pentru alegerea amplasamentului și ale axului barajelor inclusiv a celor arcuite au fost prezentate în capitolele 1 și 2. În cazul barajelor arcuite condițiile geologice și morfologice, comparativ cu alte variante de baraje, sînt cele mai restrictive. Roca de fundare din versanți și albie trebuie să fie practic incompresibilă, rezistentă, monolită, etanșă și nedegradabilă în contact cu apa. În plus, barajele arcuite necesită văi relativ înguste cu rapoarte $L_c/H \leqslant 4{,}0\,0 \ldots 5{,}00$. În ceea ce privește forma văii sînt preferabile văile simetrice cu forme regulate fără proeminențe sau denivelări importante. Văile ușor asimetrice pot fi simetrizate prin escavații

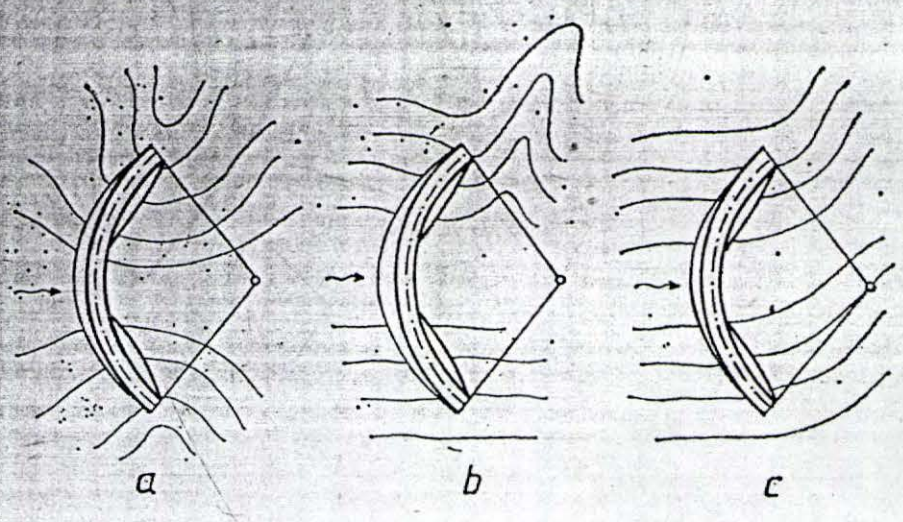


Fig. 4.157 — Amplasamente necorespunzătoare înscrierii unui baraj arcuit; *a* — lărgirea bruscă a văii imediat în aval de baraj; *b* — rîpă adîncă la malul stîng în bieful aval lîngă baraj; *c* — schimbare bruscă a direcției văii imediat în aval de baraj.

adecvate. În cazul văilor pronunțat asimetrice, structura barajului se poate simetriza printr-un rost perimetral sau se poate concepe ea însăși asimetrică.

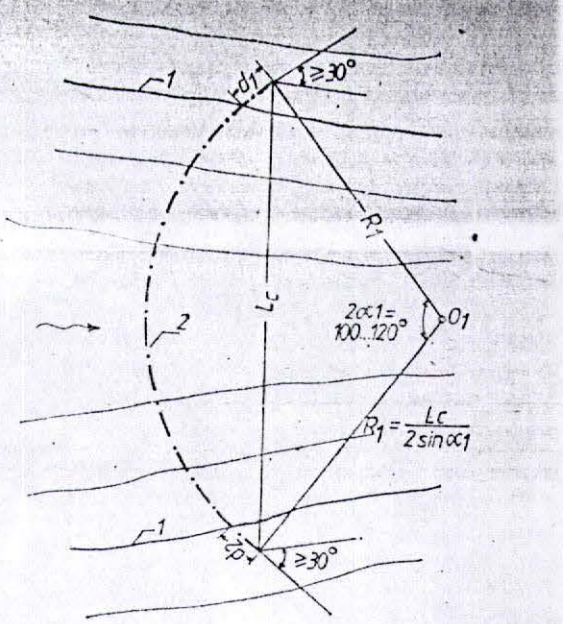
Alegerea axului barajului se face pe baza comparării tehnico-economice între mai multe variante posibile. Criteriul de departajare este de volum minim de beton. Din acest punct de vedere sînt preferabile văile apropiate de forma triunghiulară față de cele trapezoidale sau dreptunghiulare.

În figura 4.157 sînt ilustrate cîteva erori posibile în alegerea amplasamentelor barajelor arcuite. O atenție deosebită trebuie acordată capacității versanților de a prelua încărcările transmise de corpul barajului arcuit. Lărgirea bruscă a văii imediat în aval de baraj (fig. 4.157, *a*) limitează posibilitățile de realizare a unor unghiuri de incidență satisfăcătoare între nașterile arcelor și direcțiile curbelor de nivel. Rîpele adînci situate în aval în apropierea barajului (fig. 4.157, *b*) înrăutățesc stabilitatea versantului respectiv sub sarcina transmisă de baraj. În asemenea cazuri se impune betonarea rîpei în aval de baraj, dacă în ansamblu soluția nu devine astfel neeconomică. Modificarea bruscă a direcției văii în aval de baraj (fig. 4.157, *c*) pune probleme asemănătoare celor menționate mai înainte de stabilitate a versanților sub sarcinile transmise de baraj.

Un amplasament optim pentru înscrierea unui baraj arcuit se prezintă în figura 4.158. Curbele de nivel sînt ușor convergente către aval, permițînd realizarea unor incidente cu nașterile arcelor de minimum 30°. Arcele în plan orizontal ale barajului în mod obișnuit au forme circulare și trebuie să prezinte deschideri unghiulare cît mai mari, în condițiile realizării unor incidențe satisfăcătoare cu versanții. Arcul de coronament trebuie să aibă o deschidere unghiulară $2\alpha_1 = 100 \ldots 120°$. Izolat, în practică s-au realizat baraje cu deschideri unghiulare ale arcului de coronament și mai mari (Boregar — 130°, Rio Fredo — 131°25′) dar și mai mici (Vaiont — 95°15′, Limberg — 89°).

Secțiunea centrală sau secțiunea maestră este secțiunea transversală prin baraj în planul în care înălțimea lui este maximă. Ea servește la trasa-

Fig. 4.158 — Trasarea axului unui baraj arcuit: *1* — curbe de nivel la cota coronamentului; *2* — axul coronamentului; d_1, d_2 — adîncimi de încastrare în versanți a arcului de coronament.



rea și definirea formei geometrice a barajului. Într-o primă etapă secțiunea centrală se stabilește prin analogie cu alte baraje realizate în condiții geologice și morfologice similare. Secțiunea astfel stabilită servește la trasarea barajului și se corectează apoi succesiv pe baza rezultatelor din analiza stării de eforturi în corpul barajului.

În cazul barajelor cu unghiuri la centru și raze variabile, tipul cel mai frecvent de baraje arcuite aplicat în prezent, secțiunea centrală este usor curbată în elevație. Curbura conferă unele avantaje de comportare statică a structurii barajului. Presiunea hidrostatică provoacă eforturi verticale importante de întindere la piciorul amonte al barajului. Prin lansarea spre amonte la partea inferioară a secțiunii centrale și apoi ușoara ei retragere spre aval la coronament, greutatea proprie precomprimă piciorul amonte al barajului îmbunătățind starea de eforturi din această zonă (fig. 4.159). În mod aproximativ curbura suprafeței mediane a barajului in secțiunea centrală poate fi modelată cu două arce de cerc.

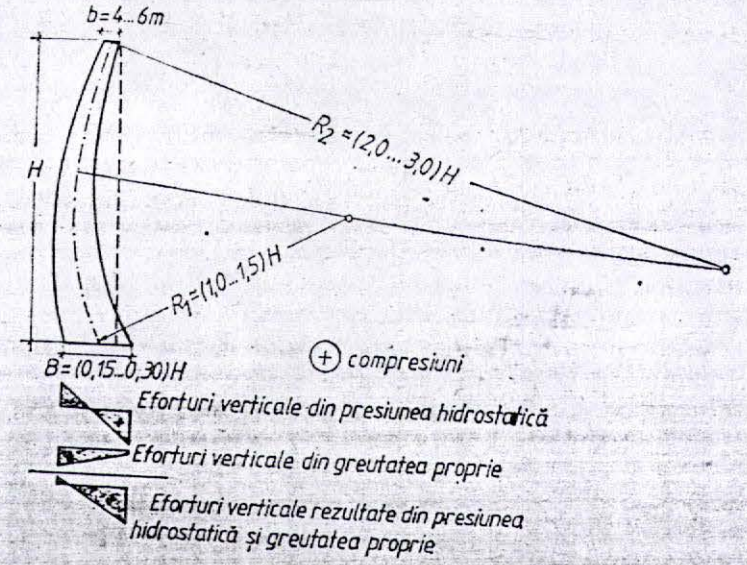


Fig. 4.159 — Elemente pentru alegerea formei secțiunii centrale a unui baraj arcuit.

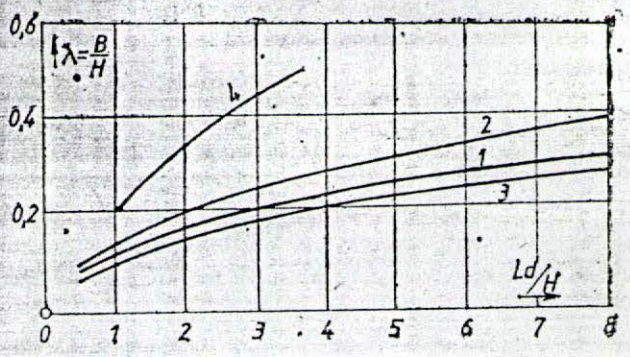


Fig. 4.160 — Diagramă pentru evaluarea grosimii relative la bază ($\lambda = B/H$) a barajelor arcuite (după *B.M. Liubcenko* [9]): *1* — media statistică pentru 142 baraje; *2* — pentru baraje cu înălțimea $H > 80$ m (media statistică pentru 75 baraje); *4* — după recomandările lui A. Stucky; L_d — lungimea desfășurată la coronament; B — lățimea la bază a secțiunii centrale.

În figura 4.160 se prezintă o diagramă pentru evaluarea grosimii relative la bază a barajelor arcuite ($\lambda = B/H$) funcție de lungimea relativă desfășurată la coronament (L_d/H). Curbele *1*, *2* și *3* au fost construite prin prelucrarea statistică a datelor de la 142 baraje arcuite construite în perioada 1954—1964. Pentru barajele arcuite înalte ($H > 80$ m), grosimile relative sînt mai mari decît pentru barajele arcuite de înălțimi mici sau medii ($H \leqslant 80$ m) (curba *2* comparativ cu curba *3*). Totodată se remarcă scăderea spectaculoasă a grosimii relative a barajelor arcuite moderne în raport cu cele construite în perioada anterioară (curba *4*). Volumele de beton ale barajelor arcuite sînt circa 20 ... 50% din volumele de beton ale barajelor de greutate în condiții echivalente [9].

Diagrama din figura 4.161 permite determinarea grosimii medii a barajului (B_m) funcție de lungimea medie desfășurată ($L_{d,m}$) și înălțime (H). Lungimea medie desfășurată se calculează cu relația:

$$L_{d,m} = A/H \tag{4.141}$$

în care A este aria suprafeței mediane desfășurate a barajului. Diagrama a fost construită pe baza prelucrării statistice a datelor de la 25 de baraje construite în perioada 1954—1964.

În figura 4.162 se prezintă, după *R. Schröder* [9], o nomogramă pentru determinarea grosimii relative ($\lambda = B/H$) a barajelor arcuite. Datele de intrare sînt: deschidere relativă a văii (L/H, L — lungimea corzii la coronament), înălțimea relativă a centrului de greutate a secțiunii transversale prin vale sau coeficientul de formă a secțiunii văii ($\psi = s/H$, s — înălțimea față de albie a centrului de greutate a secțiunii prin vale) si deschiderea un-

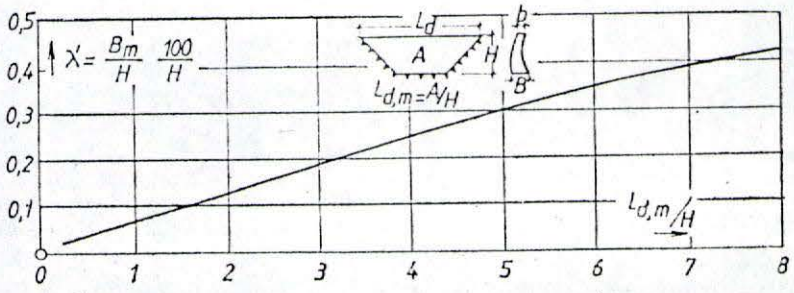


Fig. 4.161 — Diagramă pentru determinarea grosimii medii (B_m) a barajelor arcuite [9]: $L_{d,m}$ — lungimea medie desfășurată a barajului; A — aria suprafeței mediane desfășurate; H — înălțimea barajului.

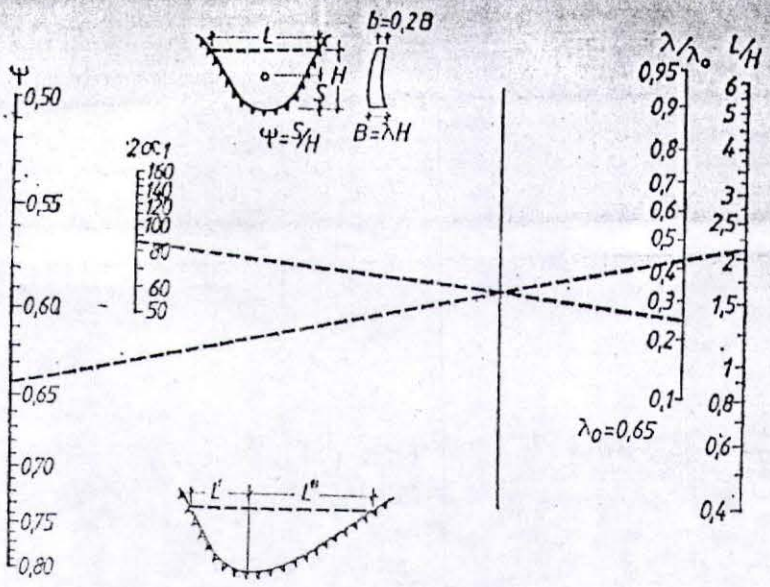


Fig. 4.162 — Nomogramă pentru determinarea grosimii relative la bază ($\lambda = B/H$) pentru baraje arcuite cu unghiuri la centru și raze variabile [9]: ψ — înălțimea relativă a centrului de greutate a secțiunii văii; L — lungimea corzii la coronament; $2\alpha_1$ — unghiul la centru al arcului de coronament.

ghiulară a arcului de coronament ($2\alpha_1$). Coeficientul λ_0 se referă la cazul $2\alpha_1 = 0°$ (cazul barajelor de greutate și este egal cu 0,65).

Pentru văile de formă trapezoidală cu deschiderea la coronament L și deschiderea în albie L_0, coeficientul ψ se poate calcula cu relația:

$$\psi = \frac{1}{3}\,\frac{2 + L_0/L}{1 + L_0/L} \tag{4.142}$$

Dacă forma secțiunii transversale prin vale poate fi aproximată cu arce de parabolă, coeficientul ψ are aspectul:

$$\psi = \frac{n+1}{2n+1} \tag{4.143}$$

unde $n = 2$ pentru parabolă pătratică și $n = 3$ pentru parabolă cubică.

În cazul văilor pronunțat asimetrice evaluările lui λ se fac succesiv pentru văi cu deschiderea la coronament $2L'$ și respectiv $2L''$ (vezi fig. 4.162). În final se adoptă pentru λ valoarea medie.

În figura 4.162 se ilustrează de asemenea un exemplu de folosire a nomogramei în cazul barajului Val Gallina (Italia). Datele de intrare au fost: $L/H = 2{,}09$, $\psi = 0{,}642$, $2\alpha_1 = 87°$. Din nomogramă se determină $\lambda/\lambda_0 = 0{,}245$. În final rezultă

$$\lambda = 0{,}245 \times 0{,}65 = 0{,}159 \tag{4.144}$$

Valoarea reală a lui λ la barajul Val Gallina a fost 0,160. Autorul arată că aplicînd nomograma pentru 50 de baraje, în 39% din cazuri erorile în evaluarea lui λ au fost sub 15%, în 76% cazuri sub 30% și numai pentru 4 baraje erorile au depășit 50%.

Arcele barajelor arcuite moderne de obicei sînt îngroșate către nașteri pentru a îmbunătăți condițiile de rezemare și a reduce eforturile unitare transmise la versanți. Mai multe forme de realizare a arcelor cu grosime variabilă pot fi urmărite în figura 4.163. Îngroșările se pot realiza gradat pe

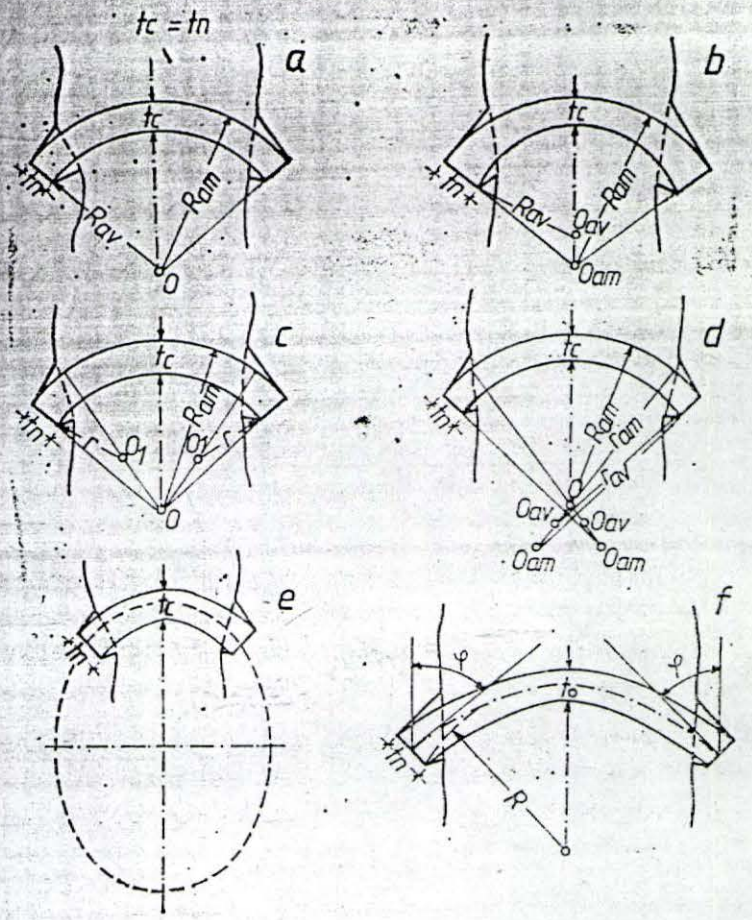


Fig. 4.163 — Scheme de trasare a arcelor; *a* — arc circular de grosime constantă; *b* — arc cu paramente circulare și grosime variabilă; *c* — arc circular cu îngroșări locale la nașteri; *d* — arc circular cu trei centre și grosime variabilă; *e* — arc eliptic cu grosime variabilă; *f* — arc parabolic cu grosime variabilă.

întreaga lungime a arcului (fig. 4.163, *b*, *e*, *f*) sau numai local în zona naș-terilor (fig. 4.163, *c*, *d*). Așa cum s-a menționat mai înainte, în plan forma cea mai frecventă a arcelor este circulară. Pentru văile largi, în vederea realizării unor incidențe corespunzătoare cu versanții se folosesc uneori arce circulare cu trei centre (mîner de coș) (fig. 4.163, *d*), arce eliptice (fig. 4.163, *e*), arce parabolice (fig. 4.163, *f*) etc. Concepția de alcătuire a acestor arce se bazează pe reducerea curburii lor în zona naș terilor pentru îmbunătățirea unghiurilor de incidență cu versanții. La același baraj, funcție de forma văii, pot fi folosite pe diverse zone pe înălțime arce de forme diferite. În văile relativ deschise se recomandă spre exemplu folosirea arcelor circulare la partea inferioară și a arcelor parabolice la partea superioară.

Fundațiile naș terilor arcelor în plan orizontal se orientează de obicei radial (fig. 4—164, *a*). În cazul arcelor groase această dispoziție conduce la importante excavații suplimentare în rocă sănătoasă și respectiv consum suplimentar de beton, datorită condiției ca piciorul aval al arcului să fie fundat pe rocă sănătoasă. De aceea la barajele înalte se adoptă și alte sisteme cu scopul reducerii volumelor de excavații și betoane. Un astfel de sistem se prezintă în figura 4.164 *b* și constă din rotirea spre albie a jumătății amonte a secțiunii. Un sistem interesant și care conduce la economii maxime, aplicat la mai multe baraje arcuite din Franța și Italia (Vouglan $H = 130$ m, Place Moulin $H = 154$ m) constă din excavarea fundației după un arc de cerc (fig. 4.164c). Pentru simplificarea trasării, conturul curb se poate aproxima cu un contur poligonal din trei segmente de dreaptă.

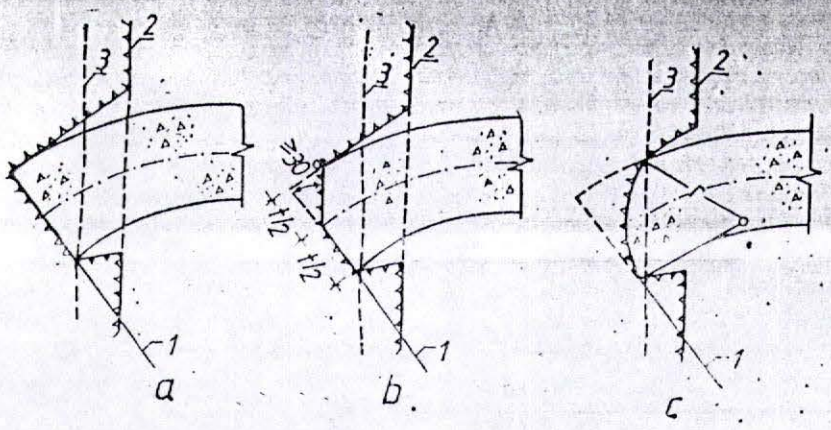


Fig. 4.164 — Fundarea naşterii arcelor: *a* — radială; *b* — radială, parţial rotită; *c* — după arc de cerc; *1* — direcţie radială; *2* — linia terenului; *3* — linia rocii sănătoase.

Definitivarea orientării naşterilor arcelor şi modului de profilare al excavaţiilor se corelează cu stratificaţia şi sistuozitatea versanţilor, cu amploarea injecţiilor de legătură-consolidare şi cu tehnologia de execuţie a excavaţiilor.

Excavaţiile unui baraj arcuit urmăresc în general realizarea unei continuităţi a fundaţiei în profil longitudinal şi o eventuală simetrizare a văii. În figura 4.165 sînt ilustrate aceste tendinţe în cazul barajului Mossyrock (H = 185 m, SUA). Se remarcă grosimile de peste 80 m ale depunerilor glaciale din albie care au fost excavate şi existenţa a două albii de eroziune.

Pentru a asigura stabilitatea longitudinală a ploturilor pe durata construcţiei, ele se execută dinspre vale spre versanţi sprijinind unele pe altele, cînd rosturile sînt joantive (fig. 4.166, *a*, *b*) sau pe butoni speciali de rezemare între ploturi, cînd rosturile sînt duble (fig. 4.166, *c*). Sistemul cu rosturi duble a dispărut în general din practica curentă datorită complicaţiilor de execuţie. În cazul versanţilor foarte abrupţi (înclinare faţă de orizontală mai mare de 50 ... 60°), o măsură curentă este de rotire a rosturilor la partea lor inferioară pe înălţimea a 2 ... 3 lamele pe direcţie perpendiculară pe suprafaţa fundaţiei (fig. 4.166, *b*).

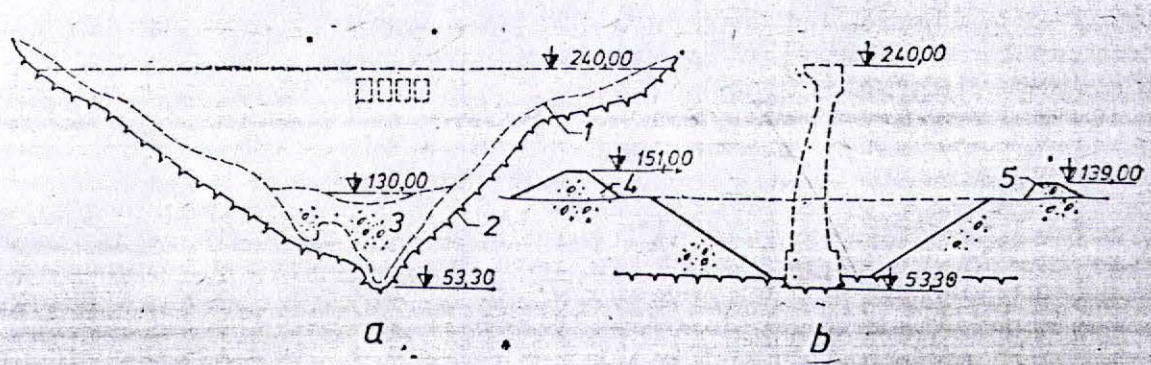


Fig. 4.165 — Excavaţii la barajul Mossyrock: *a* — în secţiunea longitudinală desfăşurată prin axul barajului; *b* — în secţiunea centrală; *1* — linia rocii naturale; *2* — linia fundaţiei; *3* — depozite sedimentare glaciale; *4* — batardou amonte; *5* — batardou aval.

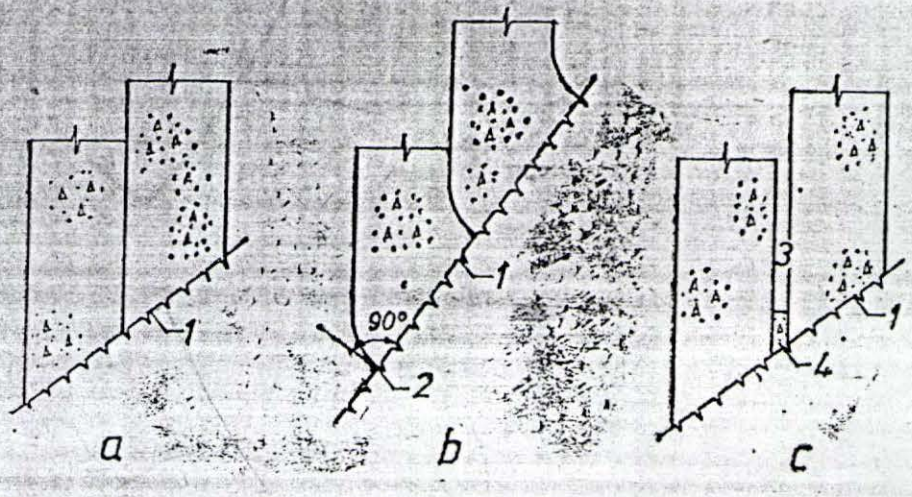


Fig. 4.166 — Alcătuirea ploturilor pe direcție longitudinală: *a* — cu rosturi joantive drepte; *b* — cu rosturi joantive lărgite; *c* — cu rosturi duble; *1*—conturul fundației; *2*—rotire locală; *3*—rost dublu; *4*—buton.

Trasarea barajelor arcuite. În vederea trasării unui baraj arcuit este necesar planul de situație al amplasamentului la scara 1 : 500 sau 1 : 200. Forma în spațiu a barajului este determinată în mare măsură de configurația văii.

Metodologia de trasare care se descrie la acest punct se referă la barajele cu arce îngroșate și unghiuri la centrn și raze variabile, acestea constituind cele mai frecvente soluții în stadiul actual. În vederea trasării se consideră că s-a ales axul barajului (al arcului de coronament) si s-a efectuat un profil în lung desfășurat prin axul barajului în care s-a delimitat linia fundației (fig. 4.167). Se subliniază că suprafața mediană a unui baraj cu dublă curbură nu este desfășurabilă, dar în practică se admite o suprafață cilindrică echivalentă prin axul arcului de coronament pe care se proiectează radial punctele de pe suprafața reală. Secțiunea centrală se stabilește prin analogie cu alte lucrări realizate în condiții naturale asemănătoare, așa cum s-a arătat la punctul anterior.

Îngroșările la nașteri ale arcelor se aleg variind armonios pe înălțime, îngroșările maxime se situează în treimea mijlocie a înălțimii barajului și pot atinge circa 30% din grosimea curentă la cheie, în cazuri izolate chiar 50% (fig. 4.167, *c*). Mărimea îngroșărilor depinde de numeroși factori ca: forma văii, tipul barajului, distribuția neomogenităților din terenul de fundare, seismicitatea zonei etc.

Pentru trasare se aleg 5 ... 10 arce eșalonate cît mai echidistant pe înălțimea barajului. După materializarea arcelor în profilul în lung desfășurat, nașterile lor se proiectează pe coronamentul profilului. Punctele astfel obținute (*2''* ... *6''*, fig. 4.167, *a*) se reconstituie pe axul arcului de coronament în planul de situație. Dacă barajul este simetric în raport cu secțiunea centrală, arcele următoare se trasează punînd pentru fiecare arc condiția să treacă prin trei puncte cunoscute. Astfel, pentru conturul amonte al unui arc, cele trei puncte sînt următoarele: punctul care rezultă din secțiunea centrală, raportat în planul de situație față de un ax vertical de reper (punctul *C*, fig. 4.167, *b*) și punctele de la nașterile mal drept și mal stîng ale arcului analizat. Punctele de la nașteri se determină astfel ca în secțiune

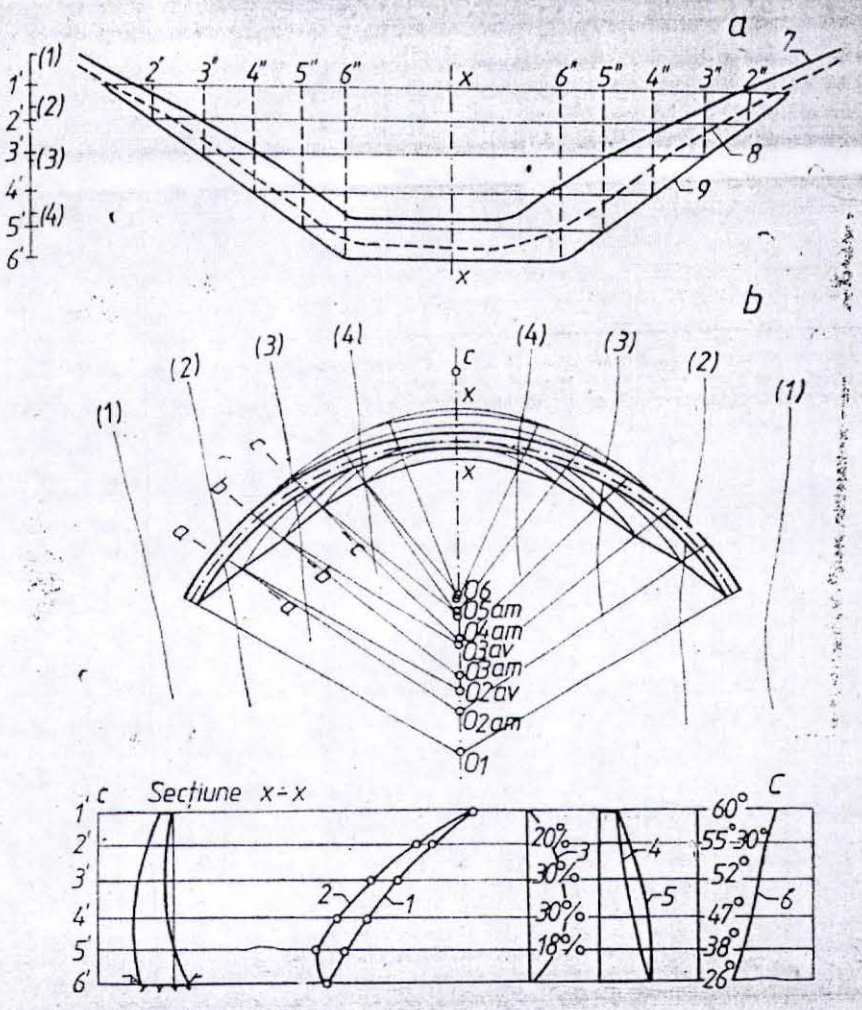


Fig. 4.167 — Trasarea unui baraj cu arce circulare de grosime variabilă: *a* — profil desfășurat prin axul coronamentului; *b* — vedere în plan; *c* — secțiune centrală cu elemente de trasare; *1* — linia centrelor amonte; *2* — linia centrelor aval; *3* — procente de îngroșare la nașteri; *4* — grosimi la cheie; *5* — grosimi la nașteri; *6* — deschideri unghiulare la malul drept și malul stîng; *7* — linia terenului natural; *8* — linia rocii sănătoase; *9* — linia fundației.

radială prin nașterea arcului să nu se realizeze surplombe cu pante mai mari de 5: 1 față de arcul trasat anterior (fig. 4.168). În condițiile cînd punctul de la cheie este fixat prin forma paramentului amonte al secțiunii centrale, realizarea unor surplombări cît mai mari față de arcul de deasupra este avantajoasă pentru că conduce la arce cu unghiuri la centru mai mari. Surplombările pot conduce și la stări de eforturi nefavorabile în corpul barajului, în cazul acțiunii seismice [35] sau în ipoteza lac gol. Cele trei puncte care definesc conturul paramentului aval al arcului se obțin raportînd în planul de situație grosimile la cheie și la nașteri (pe direcție radială) ale arcului respectiv.

În toate cazurile discutate mai înainte centrele de curbură ale arcelor se află în planul secțiunii centrale (dreapta O_1C în planul de situație, fig.

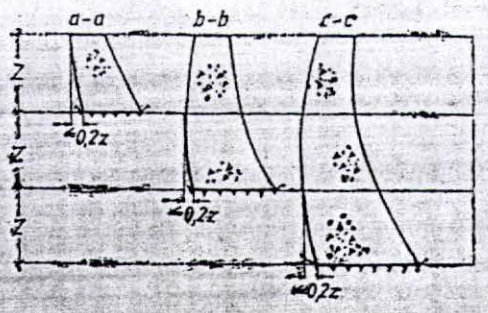


Fig. 4.168 — Alegerea surplombărilor la nașteri amonte (vezi fig. 4.167).

4.167, *b*). Această condiție permite controlul corectitudinii trasării și eliminarea eventualelor erori.

Dacă barajul este asimetric procedeul expus mai înainte se aplică la aripa mai extinsă a barajului, unde se aleg surplombările în limitele admise. Arcele se trasează cunoscînd două puncte (la cheie și la naștere, aripa mai extinsă a barajului) și poziția centrului de curbură în planul secțiunii centrale (se ridică mediatoarea celor două puncte pînă la intersecția cu planul secțiunii centrale).

În alegerea succesivă a surplombărilor se are în vedere obținerea unor curbe continue, armonioase a centrelor de curbură amonte și aval (fig. 4.167, *c*). De asemenea deschiderile unghiulare ale arcelor, în mod obișnuit, descresc treptat de la coronament către fundație. Așa cum s-a mai menționat, arcul de coronament se recomandă să fie cu o deschidere unghiulară de 100 ... ... 120°. Arcul cel mai de jos se recomandă să fie cu o deschidere unghiulară de 50 ... 65°, aceasta depinzînd și de configurația văii. În practică s-au realizat și baraje cu deschideri unghiulare și mai mici ale arcului de la cota cea mai joasă (barajul Rio Fredo $2\alpha = 13°30'$, barajul Publiko $2\alpha = 34°$), care s-au comportat bine în exploatare.

Forma de trasare astfel obținută, cu elementele geometrice variind după legi continue, armonioase, se calculează la combinațiile încărcărilor de bază (greutate proprie, presiune hidrostatică, variații de temperatură și eventual cutremur). Pe baza interpretării stării de eforturi se aduc succesiv îmbunătățiri ale formei spațiale a barajului, pînă la îndeplinirea tuturor restricțiilor privind starea de eforturi.

Criteriile asupra stării de efort acceptate în marea majoritate a țărilor sînt următoarele [37]:

— eforturi maxime de compresiune ($\sigma_{ad,c}$) în funcție de rezistența la rupere prin compresiune a betonului la vîrsta de 90 zile (R_b)

$$\sigma_{ad,c} \leqslant (0{,}20 \ldots 0{,}25) R_b \text{ pentru grupări de încărcări uzuale} \qquad (4.145)$$

$$\sigma_{ad,c} \leqslant 0{,}30\ R_b \text{ pentru grupări de încărcări neuzuale}$$

— eforturi maxime de compresiune ($\sigma_{ad,c}$) și de întindere $\sigma_{(ad,t)}$ pe arce și pe console (orizontale și verticale)

$$\sigma_{ad,c} \begin{cases} \leqslant 6 \text{ MPa fără considerarea eforturilor termice} \\ \leqslant 7 \text{ MPa cu considerarea eforturilor termice} \end{cases} \qquad (4.146)$$

$$\sigma_{ad,i} \begin{cases} \leqslant 0{,}7 \text{ fără considerarea eforturilor termice} \\ \leqslant 1{,}0 \text{ MPa cu considerarea eforturilor termice} \end{cases}$$

— eforturi principale de compresiune $\sigma_1 \leqslant 8$ MPa (4.147)

— raportul între efortul principal maxim de întindere la paramentul amonte ($\sigma_{2max,am}$) și efortul principal maxim de compresiune la paramentul aval ($\sigma_{1\ max,av}$)

$$|\sigma_{2\ max,am}|\ /\sigma_{1\ max,,av} \leqslant 0{,}35 \qquad (4.148)$$

În final se fac corecții ale suprafeței de fundare, pe baza analizei fundării în secțiuni verticale radiale (console) și secțiuni orizontale (arce). Barajul trebuie să fie fundat pe rocă sănătoasă pe întreaga suprafață de contact cu terenul de fundare.

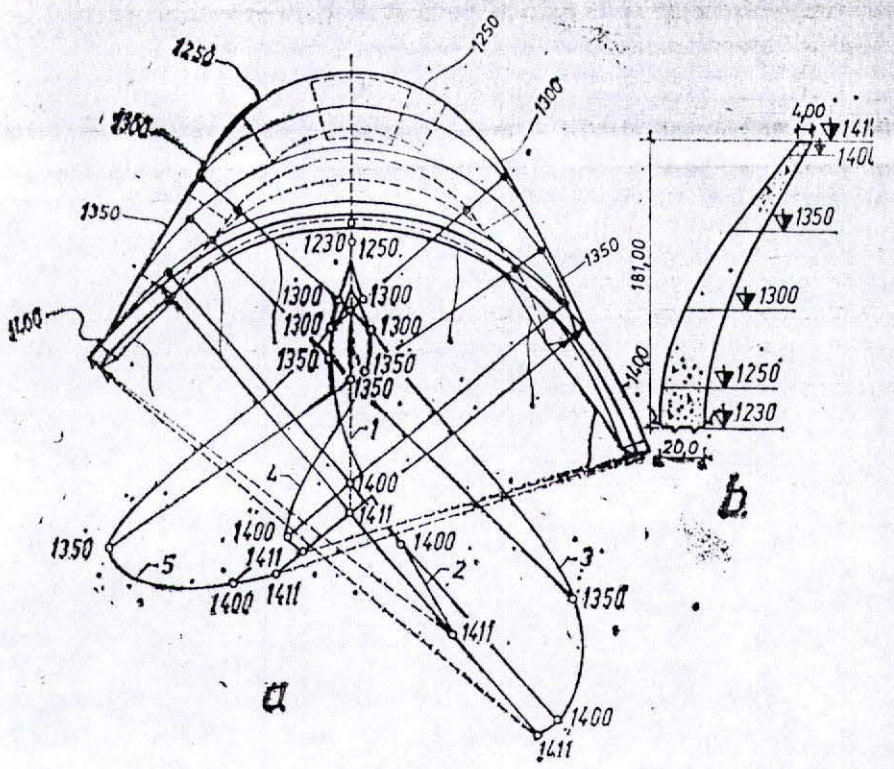


Fig. 4.169 — Schema de trasare a barajului Tachien (Taiwan): *a* — vedere în plan; *b* — secțiune maestră; *1* — linia centrelor zonei centrale; *2* — linia centrelor aval mal drept; *3* — linia centrelor amonte mal drept; *4*—linia centrelor aval mal stîng; *5* — linia centrelor amonte mal stîng.

În situațiile cînd arcele barajului nu mai au axul circular, structura se definește după legi analitice, în raport cu un sistem de coordonate local. În cazul barajelor cu arce cu trei centre și nașteri îngroșate spre aval se poate utiliza și trasarea clasică, în acest caz existînd o linie a centrelor pentru zona centrală și cîte două linii de centre pentru intradosul și extradosul fiecăreia dintre zonele laterale. În figura 4.169 este schițat barajul Tachien, trasat după aceste principii.

Baraje arcuite cu alcătuiri particular specifice. În figura 4.155, pe lîngă schema tipică de alcătuire structurală a barajelor arcuite (fig. 4.155, *a*) s-au exemplificat și alte scheme particular-specifice.

Barajele arcuite cu rost perimetral constituie una dintre cele mai frecvente soluții particular specifice. Rosturile perimetrale, folosite inițial în Italia au fost concepute cu scopuri multiple și anume:

— eliminarea eforturilor verticale de întindere de la piciorul amonte al barajului și a efectelor negative ale apelor de infiltrație din lac prin fisurile care altfel ar fi putut să se producă;

— eliminarea sau reducerea eforturilor de întindere pe conturul barajului produse de scăderile de temperatură sau de contracția betonului;

— reducerea eforturilor pe fundație prin extinderea corespunzătoare a soclului în cazul terenurilor de fundare cu caracteristici mai slabe;

— simetrizarea structurii barajului prin rostul perimetral; astfel excavațiile soclului se fac strict pînă la roca sănătoasă, economisindu-se excavațiile suplimentare de simetrizare a văii;

— definitivarea formei în spațiu a structurii barajului din fazele preliminare ale proiectării, eventualele adaptări la teren pe parcursul realizării excavațiilor modificînd numai soclul nu și structura propriu-zisă a barajului;

— realizarea soclului în avans față de structura barajului; astfel betonarea structurii cîștigă în regularitate, eliminîndu-se întîrzierile care apar uneori la lamelele fundate pe stîncă.

Adversarii sistemului cu rost perimetral critică reducerea generală a rigidității barajului prin tăietura introdusă pe contur. Orientarea suprafeței rostului perimetral, astfel ca rezultanta eforturilor din secțiune să acționeze pe direcția normalei la suprafață, înlătură pericolul de lunecare a barajului de-a lungul tăieturii introduse prin rost. Rostul perimetral la multe baraje a fost injectat, după consumarea contracției betonului și într-o perioadă de temperaturi optime, refăcîndu-se rigiditatea structurii monolite. În alte cazuri, rostul perimetral a rămas definitiv contîndu-se pe efectul favorabil al simplei rezemări a structurii pe soclu, prin eliminarea eforturilor normale de întindere pe suprafața de contact.

În figura 4.21 s-a exemplificat barajul Osiglietta, primul baraj arcuit prevăzut cu rost perimetral. De asemenea, cele mai înalte baraje arcuite din lume Inguri ($H = 272$ m, fig. 4.22) și Vaiont ($H = 262$ m, fig. 4.23) sînt de tipul cu rost perimetral.

În România barajul Paltinul ($H = 108$ m, fig. 4.170) pus parțial sub sarcină în 1971, se înscrie în categoria barajelor cu rost perimetral. Valea barată are o asimetrie pronunțată din cauza unei terase situate la malul stîng, avînd o deschidere totală de 400 m la nivelul coronamentului. În aceste condiții corpul central al barajului a fost simetrizat printr-un rost perimetral și s-a prevăzut o aripă parabolică cu înălțimea maximă de 35 m de închidere la versantul stîng.

Terenul de fundare alcătuit din roci sedimentare detritice: gresii cuarțofeldspatice, marnoargile, microconglomerate cu elemente de șisturi cristaline, calcare și gresii a necesitat realizarea unui soclu de fundație din beton armat. Soclul a fost realizat în trei variante constructive (fig. 4.171): normală, cu pinten aval și contrasoclu ancorat.

În iunie 1974, cînd nivelul în lac a atins 92% din sarcina maximă, au apărut deplasări anormale la baza și în zona terasei de la malul stîng, soclul avînd deplasări mai mari decît coronamentul. Deplasările radiale măsurate ale soclului în zona respectivă au atins valori maxime de circa 8 cm, iar debitele forajelor de drenaj din zonă au crescut pînă la 150 l/s. După golirea rapidă a lacului s-a constatat în general o revenire elastică a rocii de bază pe tot frontul afectat de împingerea barajului. Fenomenul s-a datorat unor cauze multiple între care se menționează: morfologia defavorabilă a versantului stîng, caracteristicile relativ modeste ale rocii de fundare care probabil s-au înrăutățit și mai mult sub acțiunea apei de infiltrație, acțiunea directă a apei în terenul de fundare sub formă de presiuni exercitate în zonele mai puțin permeabile.

Principalele lucrări de remediere au fost de impermeabilizare și drenaj a terenului de fundare cu deosebire în zona terasei mal stîng, refacerea și

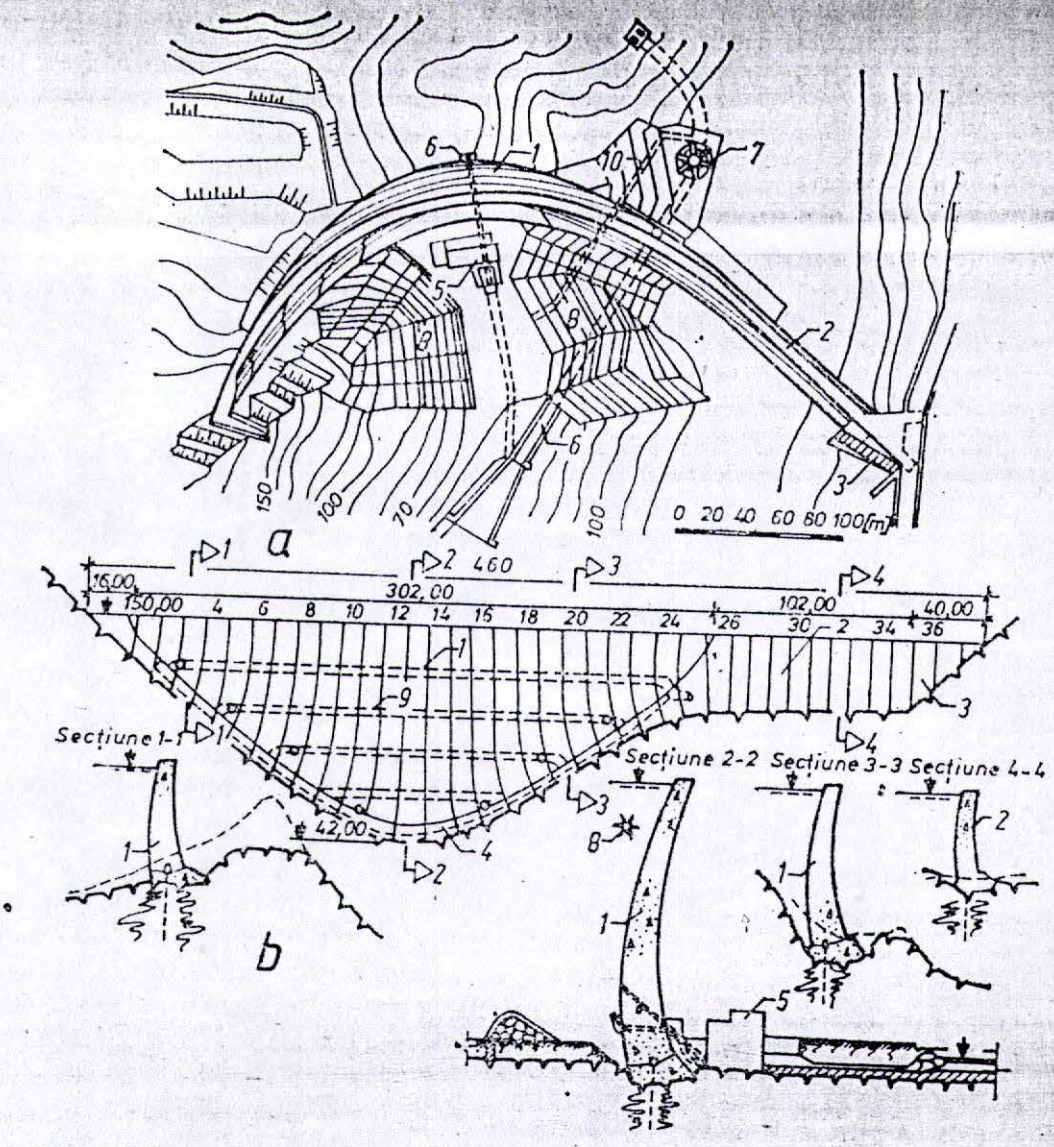


Fig. 4.170 — Barajul Paltinul: *a* — plan de situație; *b* — profil desfășurat și secțiuni caracteristice; *1* — corp central; *2* — aripă parabolică; *3* — culee; *4* — rost perimetral; *5* — centrală hidroelectrică; *6* — galerie de evacuare; *7* — descărcător de suprafață și de semiadîncime; *8* — lucrări de consolidare a versanților; *9* — galerie de vizitare baraj; *10* — galerie de acces la casa de vane golire de fund.

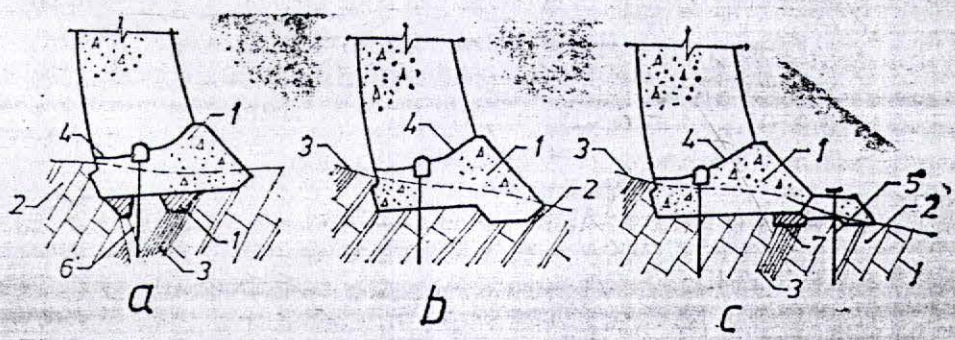


Fig. 4.171 — Variante constructive ale soclului de la barajul Paltinul: *a* — normal; *b* — cu pinten; *c* — cu contrasoclu ancorat; *1* — soclu; *2* — gresii; *3* — șisturi marnoase; *4* — rost perimentral; *5* — ancoraj; *6* — falie; *7* — plombă cu beton.

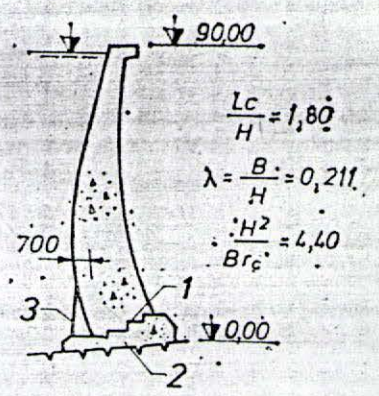


Fig. 4.172 — Barajul Marèges (Franța): *1* — rost orizontal; *2* — soclu; *3* — contrafort de rezemare a barajului pe durata construcției sau a lacului gol.

suplimentarea voalului de etanșare, amplificarea sistemului de drenaj în aval de voal și de consolidare a versanților în aval de baraj, corectarea viroagei și placarea versanților cu dale de beton cu grosimi de 5 ...8 m ancorate în adîncime. Alte lucrări au fost de sporire a capacităților de golire a acumulării pentru controlul sever al nivelurilor în lac (vezi fig. 6.47, vol. 2). În paralel cu lucrările de consolidare, barajul a fost repus treptat sub sarcină avînd de această dată o comportare normală.

În fenomenul descris mai înainte, rostul perimetral a avut un efect pozitiv de protejare a structurii de efectele negative ale deplasărilor din terenul de fundare.

O altă soluție aplicată inițial în Franța constă în fragmentarea barajului prin rosturi, în arce independente amplificînd aportul versanților în preluarea încărcărilor. Barajul Marèges ($H = 90$ m) (fig. 4.172) este prima lucrare la care s-a aplicat această concepție. În figura 4.156 s-a prezentat barajul Cirkeisk ($H = 236$ m) cu o concepție similară. Soluția poate fi asociată cu rostul perimetral. În figura 4.23 a fost exemplificat barajul Vaiont la care pe lîngă rostul perimetral s-au prevăzut patru rosturi orizontale.

Cunoscutul constructor francez *André Coyne* a experimentat posibilitățile de realizare a unor structuri de baraje arcuite foarte subțiri. În figura 4.173, *a* sînt prezentate barajele Le Gage ($H = 35$ m) realizat în 1953 și Tolla ($H = 85$ m, Corsica) în 1959. Ambele baraje au fost ulterior consolidate. Sistemul de consolidare a barajului Tolla este ilustrat în figura 4.173, *b*. În vederea menținerii în serviciu a barajului original, după producerea unor severe fisuri în zona nașterilor, între 1963 ... 1965 a fost realizată o structură masivă secundară atașată la paramentul aval. Concepția de consolidare se bazează pe formarea unei bolți active în structura secundară care să transmită încărcările către versanți.

Soluția cu rost practicat pe toată lățimea secțiunii transversale a barajului care a fost comentată mai înainte a fost înlocuită la unele baraje moderne cu un rost numai parțial extins. Acest rost uscat printr-o etanșare elastică se extinde de la paramentul amonte al barajului pînă la galeria din vecinătatea piciorului amonte, care are funcția de a înlătura riscul dezvoltării spre aval prin fisurare a rostului inițial. Uneori în zonele adiacente se prevăd și armături. Rostul parțial extins (limitat) are scopul de a reduce momentele încovoietoare pe console, respectiv eforturile verticale de întindere care apar la piciorul amonte al barajelor arcuite tradiționale. Măsura este în particular recomandată pentru barajele arcuite înscrise în văi largi cu

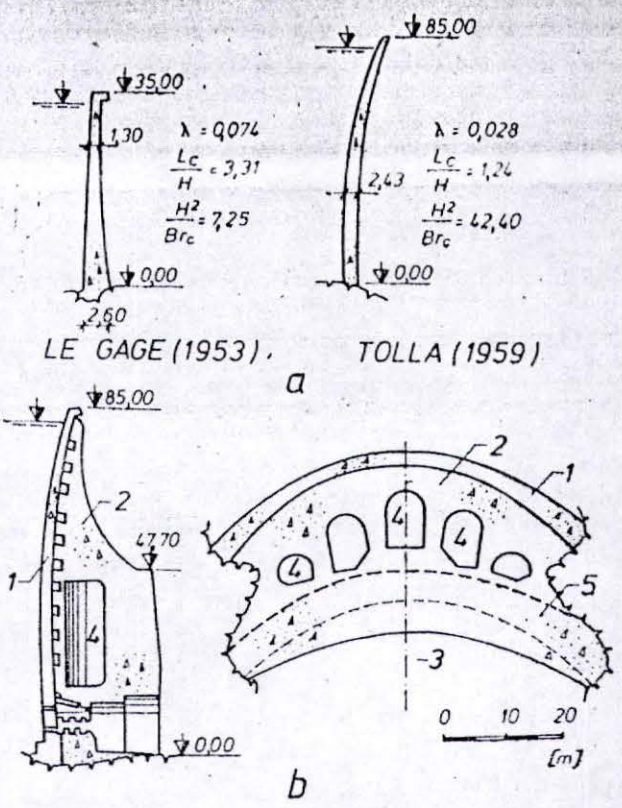


Fig. 4.173 — Baraje arcuite foarte subțiri: *a* — secțiuni centrale; *b* — consolidarea barajului Tolla; *1* — barajul original; *2* — beton de consolidare; *3* — planul secțiunii centrale; *4* — goluri; *5* — arc activ în betonul de consolidare.

versanți abrupți. În figura 4.174 sînt exemplificate două baraje la care s-a aplicat această concepție: Laouzas ($H = 52$ m, Franța) și Sciffenen ($H = 57$ m, Elveția).

Precomprimarea structurii poate deveni o soluție economică pentru barajele arcuite cu înălțimi mai mici de 70 m înscrise în văi cu rapoarte $L_c/H \geqslant 4$. Scopul precomprimării este de a reduce eforturile verticale excesive de întindere care apar în aceste cazuri la piciorul amonte al barajului și eforturile orizontale de întindere de la nașterile amonte ale arcelor. *Laginha Serafim* sugerează realizarea precomprimării în două etape și anume:

— întîi, instalarea unor prese plate în rosturile radiale ale barajului pentru a forța deschiderea rosturilor și deplasarea barajului spre amonte;

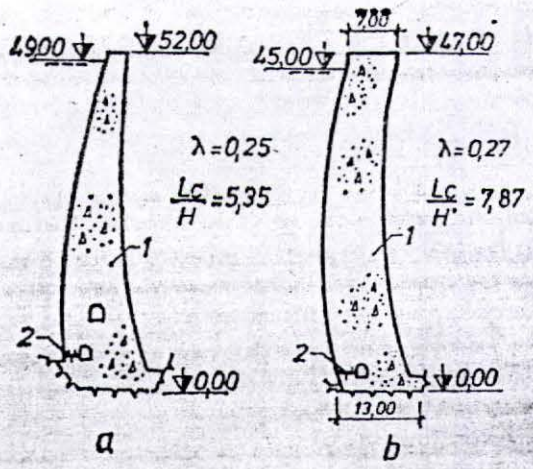


Fig. 4.174 — Baraje arcuite cu rosturi orizontale limitate: *a* — Laouzas; *b* — Sciffenen; *1* — secțiune centrală; *2* — rost orizontal limitat.

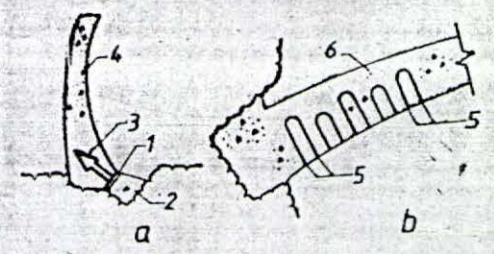


Fig. 4.175 — Scheme de precomprimare a structurii barajelor arcuite (după *Muller* [52]): *a* — cu rost activ; *b* — cu cabluri radiale pretensionate; *1* — rost activ cu presă plată; *2* — grindă de rezemare; *3* — forță introdusă în structură; *4* — secțiune orizontală printr-un arc.

— apoi, aplicarea unor încărcări radiale la coronament prin cabluri orizontale pretensionate care produc deplasarea către aval a părții superioare a barajului.

J. Müller arată că efectul menționat mai înainte poate fi obținut prin realizarea unui rost activ (cu prese plate) la piciorul aval al barajului pe consolele centrale. Prin introducerea unor forțe de presiune în rostul activ se controlează deplasarea arcului către amonte (fig. 4.175, *a*). Același autor propune introducerea la intradosul arcelor a unor eforturi radiale de compresiune prin cabluri pretensionate. Se contează pe efectul pozitiv al eforturilor de compresiune introduse asupra stării zonale de eforturi tridimensionale (fig. 4.175, *b*).

Introducerea soluțiilor de precomprimare necesită un studiu cuprinzător asupra efectelor secundare posibile și o calificare corespunzătoare a constructorului.

Rosturi de contracție și injectarea lor. În practica curentă barajele arcuite se construiesc din ploturi independente separate prin rosturi radiale de contracție distanțate la circa 10 ... 15 m în secțiunea mediană prin ploturi. Rosturile de contracție în cazul barajelor arcuite au un caracter provizoriu, deoarece în final ele se injectează pentru realizarea structurii monolite a barajului.

Variantele constructive de realizare a rosturilor sînt: duble — lărgite, joantive poligonale și joantive drepte (fig. 4.176). Rosturile duble-lărgite au efecte favorabile însemnate asupra răcirii naturale a betonului din corpul

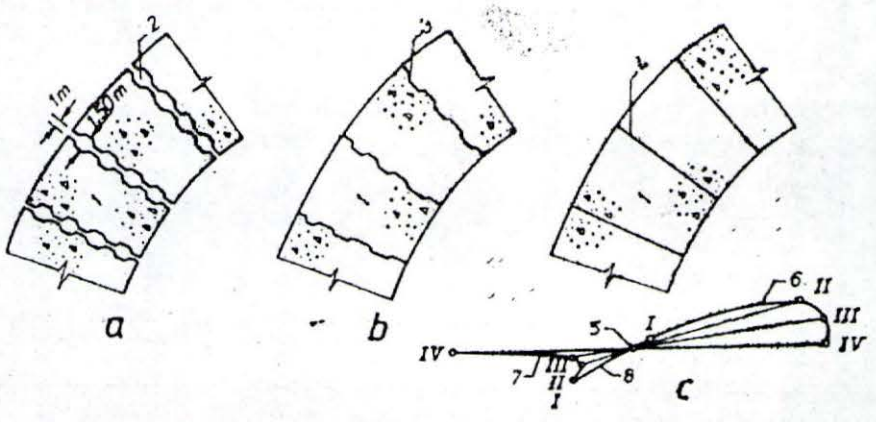


Fig. 4.176 — Variante constructive de realizare a rosturilor provizorii de contracție: *a* — duble lărgite; *b* — joantive poligonale; *c* — joantive drepte (elicoidale); *1* — plot; *2* — rost lărgit; *3* — rost joantiv poligonal; *4* — rost joantiv drept; *5* — punct fix; *6* — parament amonte; *7* — parament aval; *8* — rost la coronament; *I*—*I*,...*IV*—*IV* secțiuni orizontale.

ploturilor, dar complicațiile tehnologice ulterioare și necesitatea cofrării de două ori a aceluiași rost nu recomandă această soluție. Barajele moderne sînt realizate cu rosturi joantive.

Rosturile joantive asigură încă din faza de construcție rezemarea reciprocă a ploturilor, și deci adoptarea unor structuri economice, cu surplombe relativ pronunțate. Răcirea betonului se face însă în condiții mai grele, la grosimi ale barajului mai mari de 12 ... 15 m poate apare necesară răcirea artificială.

Rosturile joantive poligonale (cu redane sau ștrepi) (fig. 4.176, *b*) își bazează concepția pe asigurarea unei mai bune conlucrări între ploturile adiacente. Muchiile sînt însă puncte de concentrări de eforturi și de posibile amorsări ale unor fisuri. În plus realizarea redanelor implică complicații suplimentare.

Cele mai frecvent folosite în special pentru barajele arcuite cu dublă curbură sînt rosturile joantive drepte. La barajele de înălțime mică și medie, rosturile sînt plan-verticale, orientate radial către un centru unic pentru întreg barajul. La barajele înalte ($H > 50$ ... 60 m), în elevație, rosturile se execută sub forma unor suprafețe elicoidale, din condiția de orientare radială a rostului pentru fiecare cotă a barajului. În cazul cînd această condiție conduce la surplombe mari în suprafața rostului, se introduce un punct fix prin care se duc paralele la direcțiile radiale (fig. 4.176, *c*). Constructorii elvețieni recomandă ca, la trasarea rosturilor prin puncte fixe, să se limiteze rotirile din suprafața rostului la 0,5 ... 1,0° pe 1 m înălțime.

Rosturile de contracție sînt prevăzute în amonte și în aval cu dispozitive de etanșare care au un rol dublu: de a opri infiltrațiile de apă și de a asigura etanșeitatea rostului pentru lucrările de etanșare. De asemenea sînt prevăzute etanșări orizontale care fragmentează rostul în cîmpuri de injectare avînd înălțimi de 12 ... 20 m. Etanșarea amonte se poate face cu tolă de cupru de 1,5 ... 2,0 mm grosime, cele aval și orizontale cu tolă de tablă zincată (fig. 4.177, a). La barajele construite în ultimele decenii benzile de PVC de etanșare au înlocuit celelalte sisteme fiind mai ieftine și mai ușor de pus în operă (fig. 4.177, *b*).

În rosturi se dispun instalațiile de injectare (fig. 4.178). Ele cuprind rampele de injectare și dispozitivele de evacuare a apei și a aerului din rost în timpul injectării.

Rampele de injectare sînt constituite din conducte cu ∅ 1,5 ... 2,0'' prin care se pompează suspensia de ciment în cîmpurile de injectare. Injectarea propriu-zisă se face cu ajutorul manșoanelor si clapetelor montate cît mai uniform pe rampe, revenind un manșon sau o clapetă pentru fiecare 5 ...

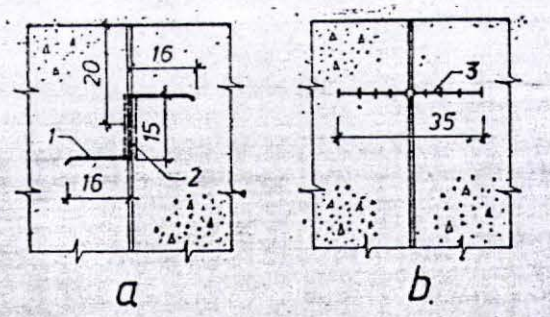


Fig. 4.177 — Detalii de etanșare a rosturilor: *a* — cu tolă de cupru; *b* — cu bandă PVC; *1* — tolă de cupru; *2* — carton asfaltat și bitum; *3* — bandă PVC.

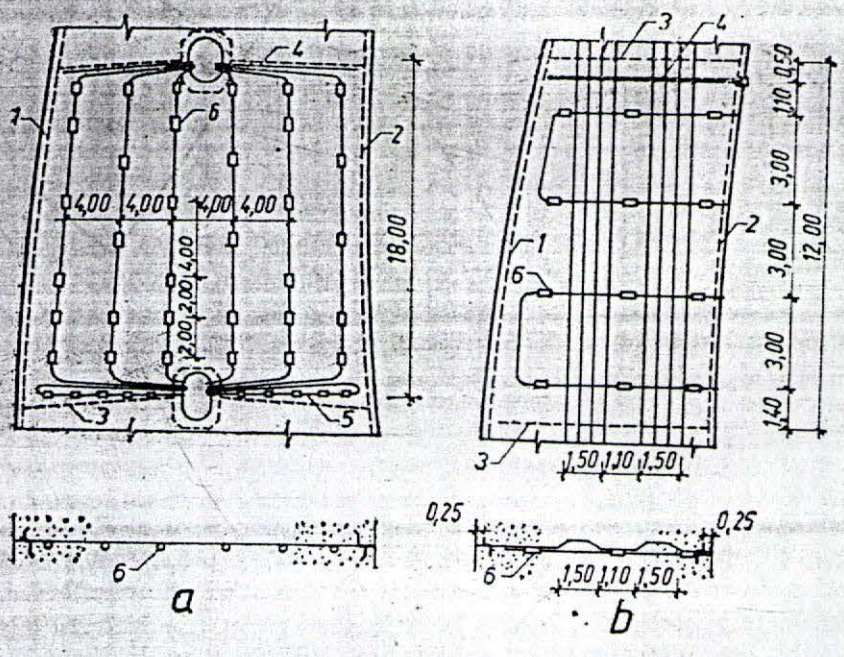


Fig. 4.178 — Scheme cu dispunerea instalațiilor de injectare într-un cîmp: *a* — barajul Vidraru; *b* — barajul Teliuc; *1* — etanșare amonte; *2* — etanșare aval; *3* — etanșare orizontală; *4* — dren; *5* — rampă de umplere; *6* — manșon.

... 15 m² de rost (fig. 4.179). Dispozitivele de evacuare a apei și a aerului din rost se prevăd la partea superioară a cîmpurilor de injectare. Practic ele sînt niște fante extinse pe toată lățimea cîmpurilor care pot fi cofrate cu ajutorul unui furtun de cauciuc menținut plin cu apă în timpul betonării lamelei aferente. La lucrările mai noi evacuarea apei și aerului se face prin simple foraje orizontale executate în planul rostului de pe paramentul aval sau din galerii.

Injectarea se execută pe cîmpuri (etaje) de jos în sus (fig. 4.180). Injectarea unui cîmp cuprinde următoarele etape: punerea sub presiune cu apă și verificarea etanșării rosturilor, injectarea propriu-zisă, spălarea instalațiilor pentru a face posibilă reinjectarea.

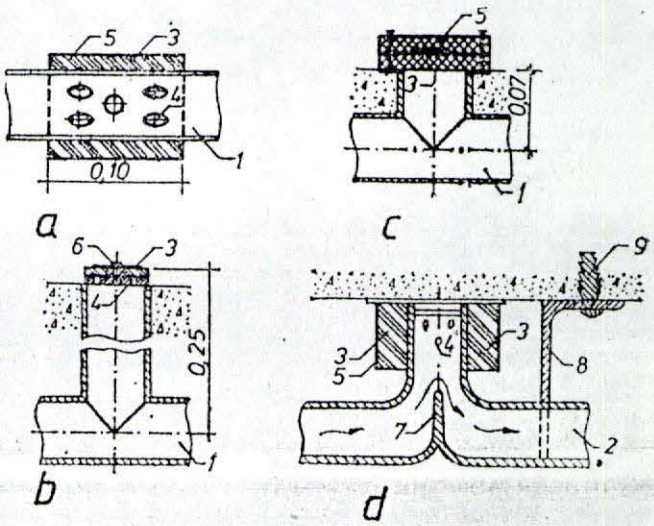


Fig. 4.179 — Dispozitive pentru injectare: *a* — manșon; *b* — clapetă simplă; *c* — clapetă înglobată; *d* — clapetă cu traseu șicanat; *1* — țeavă de 2''; *2* — țeavă de 1''; *3* — cauciuc moale; *4* — orificii de difuzare; *5* — tablă moale; *6* — șaibă cu șurub de prindere; *7* — șicană; *8* — braț de prindere; *9* — bulon.

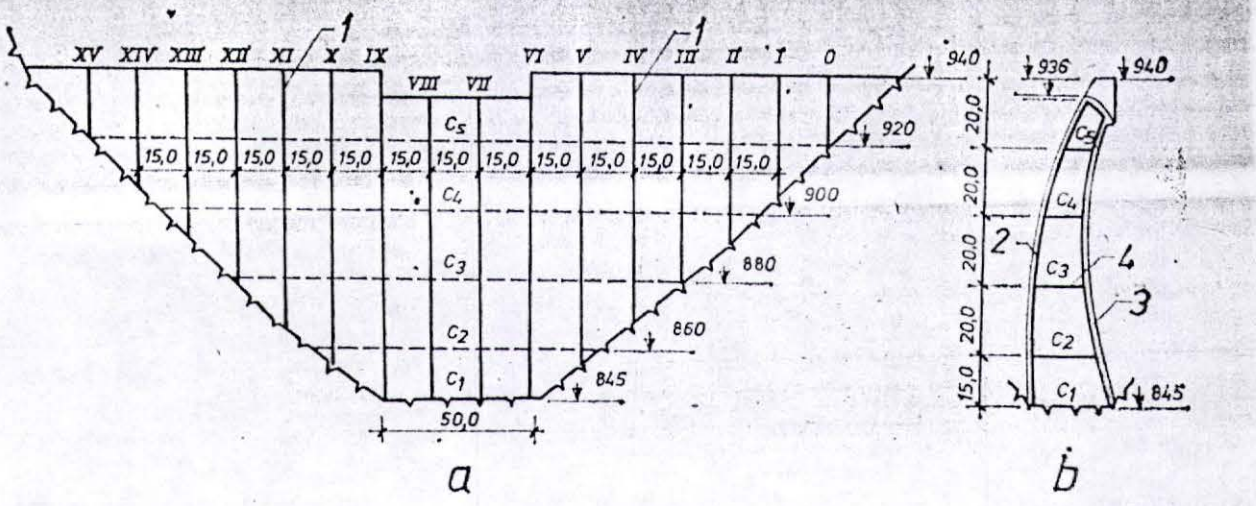


Fig. 4.180 — Schema cîmpurilor de injectare la un baraj de 95 m înălțime; *a* — în profil în lung desfășurat; *b* — în rosturile ploturilor deversante; *1* — rost joantiv; *2* — etanșare amonte; *3* — etanșare aval; *4* — etanșare orizontală.

Toate rosturile unui cîmp se injectează simultan pentru a realiza o încărcare uniformă a barajului. Rosturile care nu pot fi injectate sînt ținute sub presiune cu apă, urmărindu-se același regim al presiunilor ca și la rosturile de injectare.

Presiunea maximă de injectare conform practicilor internaționale se limitează în general la 7 at. Injectarea efectivă se desfășoară în două faze: prima constă din umplerea cu suspensie a rostului, operație executată cu pauze de 20 ... 30 minute, pentru sedimentarea suspensiei, iar a doua din injectarea sub presiune pînă la obținerea refuzului. Refuzul, după practica din Romania, se consideră obținut atunci cînd la presiunea maximă de injectare pierderile pe un cîmp nu depășesc 0,2 ... 1,0 1/5 min. Suspensiile au succesiv următoarele trepte de consistență exprimate prin raportul *a/c*: 5/1, 3/1, 2/1 și 1/1.

Cîmpul superior celui aflat în injectare se recomandă a fi sub presiune de apă pentru a asigura o deschidere corespunzătoare a rosturilor. Experimentele au arătat că deschiderea minimă a rosturilor pentru a putea fi injectate cu suspensii fine trebuie să fie de minimum 0,4 mm [37].

După practica internațională, cimenturile utilizate pentru suspensii trebuie să fie de rezistențe inițiale mari și de mare finețe astfel încît 100% din granule să treacă prin sita de 0,15 mm și 95% prin sita de 0,08 mm [37]. În România s-au utilizat însă cu bune rezultate cimenturi cu finețe normală. Consumurile medii de ciment realizate de 4 ... 5 kg ciment/m² de rost injectat se înscriu în cadrul valorilor normale semnalate în literatură.

Prin injectare se obține structura monolită a barajului și se îngheață starea de eforturi existentă în structura nemonolitizată. Intervalul minim de timp între betonarea ploturilor și injectarea rosturilor dintre ele trebuie să fie de 6 ... 8 luni pentru consumarea fenomenelor de contracție și degajarea căldurii de hidratare a cimentului. În momentul injectării rosturile trebuie să prezinte deschideri maxime, iar betonul din ploturi să fi atins o temperatură cît mai joasă, în mod ideal situată cu (1 ... 2)°C sub temperatura medie anuală. Aceste condiții se îndeplinesc după anotimpul rece al anului, în România în luna aprilie.

4.11. CALCULUL ȘI OPTIMIZAREA BARAJELOR ARCUITE

Forma arcelor componente. Unghiul la centru optim. Un criteriu cu caracter aproximativ pentru determinarea formei într-un plan orizontal a arcelor unui baraj arcuit se bazează pe determinarea formei de coincidență a unui arc solicitat de o presiune radială uniformă (presiunea hidrostatică).

Se consideră un arc simetric simplu rezemat pe direcția tangentelor la nașteri, solicitat de presiunea radială uniformă p(fig. 4.181).

Reacțiunile verticale (V) se determină din condiția de echilibru pe axa y. Direcția reacțiunii pe reazem (N) este însă orientată pe normala la direcția rezemării, ceea ce permite calculul direct al reacțiunii orizontale H:

$$V = pl \quad H = V \operatorname{ctg}\alpha = pl \operatorname{ctg}\alpha \tag{4.149}$$

Într-un punct curent $M(x, y)$ se scrie expresia momentului încovoietor din secțiune și se anulează:

$$M = Vx - Hy - \frac{1}{2}px^2 - \frac{1}{2}py^2 = 0 \tag{4.150}$$

După prelucrări se obține ecuația:

$$x^2 + y^2 - 2lx + 2ly \operatorname{ctg}\alpha = 0 \tag{4.151}$$

care reprezintă un cerc având coordonatele centrului:

$$x_0 = l$$
$$y_0 = -l \operatorname{ctg}\alpha \tag{4.152}$$

și raza

$$r = l\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2\alpha} \tag{4.153}$$

Forma circulară reprezintă o soluție aproximativă a problemei, deoarece: arcele componente nu sînt simplu rezemate, ci încastrate elastic în versanți; arcele sînt solicitate și de alte încărcări (greutate proprie, variații de temperatură, cutremur), care nu au fost considerate; grosimea arcelor nu este constantă.

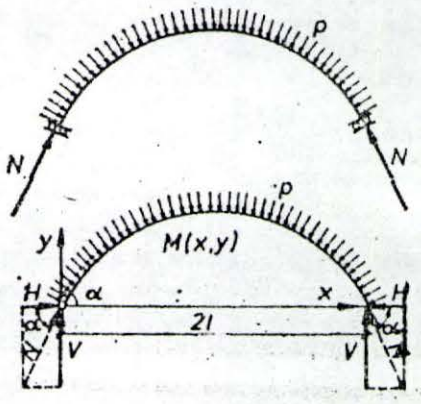


Fig. 4.181 — Schemă de calcul pentru arcul simplu rezemat.

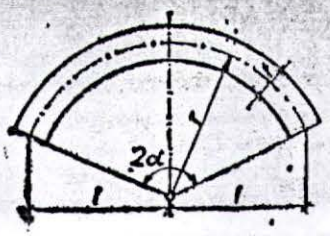


Fig. 4.182 — Schemă de calcul pentru unghiul la centru optim.

L. Jorgensen a rezolvat următoarea problemă în legătură cu unghiul la centru optim al unui arc circular solicitat de presiunea hidrostatică (figura 4.182): fiind dat efortul maxim de compresiune σ calculat după formula cazanelor, să se determine unghiul la centru 2α, astfel încît suprafața orizontală a arcului să fie minimă.

Expresia suprafeței orizontale (S) a arcului are forma:

$$S = 2\alpha r t \tag{4.154}$$

în care înlocuind pe $t = \frac{pr}{\sigma}$, se obține:

$$S = 2\alpha \frac{pr^2}{\sigma} \tag{4.155}$$

Dar $r = l/\sin\alpha$, astfel că:

$$S = 2\alpha \frac{p}{\sigma} \frac{l^2}{\sin^2\alpha} = C \frac{\alpha}{\sin^2\alpha} \tag{4.156}$$

Pentru găsirea optimului se anulează derivata în raport cu α a relației (4.156):

$$\frac{dS}{d\alpha} = C \frac{\sin^2\alpha - 2\alpha \sin\alpha \cos\alpha}{\mathrm{siu}^2\alpha} = 0 \tag{4.157}$$

și în final rezultă

$$\mathrm{tg}\alpha = 2\alpha \tag{4.158}$$

de unde:

$$2\alpha = 133°34' \tag{4.159}$$

După cum s-a prezentat mai înainte deschiderile unghiulare ale arcelor barajelor arcuite sînt mult mai reduse ($2\alpha = 120 \ldots 70°$) datorită în special restricțiilor de incidență cu versanții.

Evoluția metodelor de calcul. Mai multe date privind dezvoltarea în timp a metodelor de calcul a barajelor arcuite au fost prezentate (v. paragr. 4.1.). Practic se disting trei etape importante în evoluția metodelor de calcul.

Etapa I corespunde stadiului în care un baraj arcuit se consideră constituit dintr-o serie de arce independente, suprapuse. Inițial s-a admis că aceste arce sînt subțiri și închise, ceea ce revenea la aplicarea formulei cazanelor. Primul calcul de baraj arcuit după formula cazanelor se presupune că a fost efectuat în 1847 pentru barajul Zola ($H = 43$ m) din Franța. La începutul secolului XX se introduce ipoteza arcelor rigid încastrate în versanți, iar în 1925 *F. Vogt* perfecționează acest model introducînd in-

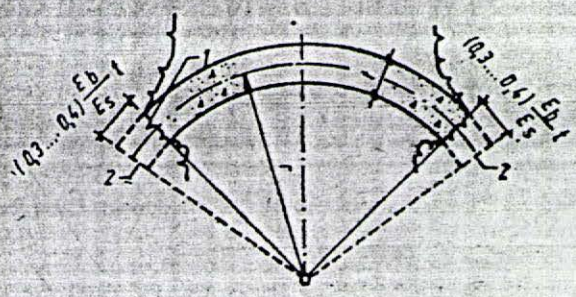


Fig. 4.183 — Schemă pentru calculul prelungirii *Vogt*: *1* — contur real; *2* — contur fictiv; E_b — modul de elasticitate a betonului; E_s — modul de elasticitate a stîncii.

fluența deformabilității rocii de fundare. Efectul încastrării elastice se obține după *Vogt* prin prelungirea fictivă în rocă a nașterii arcului pînă în punctul de încastrare perfectă (fig. 4.183). Mai tîrziu artificiul *Vogt* în forma din figura 4.183 s-a aplicat și în cazul consolelor.

În *etapa II* se introduce conlucrarea dintre arce și console, aproximînd structura barajului cu o rețea de grinzi interconectate în noduri: arce orizontale încastrate în versanți și console verticale încastrate la bază. În model trebuie rezolvată problema repartizării pe arce și pe console a presiunii hidrostatice și a celorlalte încărcări. Rezolvarea s-a dat prin două metode.

În prima, denumită metoda egalării deplasărilor, se exprimă deplasările arcelor și consolelor în funcție de sarcinile necunoscute și se pune condiția ca aceste deplasări să fie identice în nodurile rețelei. În timp au fost elaborate diverse variante ale metodei, egalarea deplasărilor aplicîndu-se numai în secțiunea centrală (*Woodgard* — 1904, *Ritter* — 1913, *R. Prișcu* și *M. Constantinescu* — 1957) sau în toată rețeaua (*A. Stucky* — 1922).

Cea de a doua, denumită metoda sarcinilor de probă, constă în admiterea inițială a unor repartiții arbitrare a sarcinilor între arce și console și corectarea lor succesivă pînă cînd deplasările din noduri devin practic identice. Metoda a fost inițiată de *F. A. Noetzli* în 1921 și dezvoltată ulterior în cadrul firmei Bureau of Reclamation.

În continuare se prezintă pe scurt metoda egalării deplasărilor în varianta elaborată de *R. Prișcu* și *M. Constantinescu* [6]. În variantă sarcina hidrostatică se repartizează arcelor și consolelor punînd condiția ca în secțiunea maestră deplasările radiale din nodurile comune să fie egale. Se admite că repartiția determinată în secțiunea maestră (consola centrală) se menține și în celelalte console. Aceasta înseamnă că arcele sînt încărcate cu o sarcină constantă pe extrados.

Se consideră ecuația diferențială a fibrei medii deformate a secțiunii maestre, fibră medie considerată verticală în starea inițială:

$$\frac{d^2w}{dz^2} = \frac{M}{EI} + \frac{\varphi}{GA}\frac{dQ}{dz} \qquad (4.160)$$

unde: w este deplasarea radială orizontală; z — ordonata curentă; M — momentul încovoietor în secțiune; Q — forța tăietoare; A — aria secțiunii; I — momentul de inerție al secțiunii; E — modulul de elasticitate al betonului; $G = \dfrac{E}{2(1+\mu)}$ — modulul de deformație tangențială; $\varphi \cong$

$\cong 1{,}25$ — raportul dintre efortul de alunecare maxim și efortul de alunecare mediu.

Dar $\frac{dQ}{dz} = p_c$ și relația (4.160) devine după prelucrări:

$$M = EI\left(\frac{d^2w}{dz^2} - \frac{\varphi p_c}{GA}\right) \tag{4.161}$$

unde p_c este presiunea ce revine consolei în secțiunea considerată.

Într-o schemă de calcul conform figurii 4.184, în care consola se împarte în n intervale egale de înălțime h, ecuația (4.161) se scrie în diferențe finite în secțiunile (0), (1), ... (n). În secțiunea i rezultă:

$$M_i = EI_i\left[\frac{1}{h^2}(w_{i-1} - 2w_i + w_{i+1}) - \frac{\varphi p_{c,i}}{GA_i}\right] \tag{4.162}$$

Al doilea grup de ecuații se obține scriind expresiile momentelor încovoietoare în funcție de sarcinile necunoscute ce revin consolei: $p_{c,0}$, $p_{c,1}$ ... ... $p_{c,n}$. Rezultă succesiv:

$$\begin{aligned} M_0 &= 0 \\ M_1 &= \frac{h^2}{6}(2p_{c,0} + p_{c,1}) \\ &\vdots \\ M_i &= \frac{h^2}{6}\left[(3i-1)p_{c,0} + 6(i-1)\,p_{c,1} + 6(i-2)p_{c,2} + \ldots + 6p_{c,i-1} + p_{c,i}\right] \end{aligned} \tag{4.163}$$

Deplasarea radială (w_i) în secțiunea de la cheie a unui arc (i), încărcat uniform la extrados cu presiunea $p_{a,i}$ se poate exprima sub forma generală

$$w_i = p_{a,i}\frac{a_i}{E} \text{ și } p_{a,i} = \frac{Ew_i}{a_i} \tag{4.164}$$

unde coeficientul a_i depinde numai de elementele geometrice ale arcului.

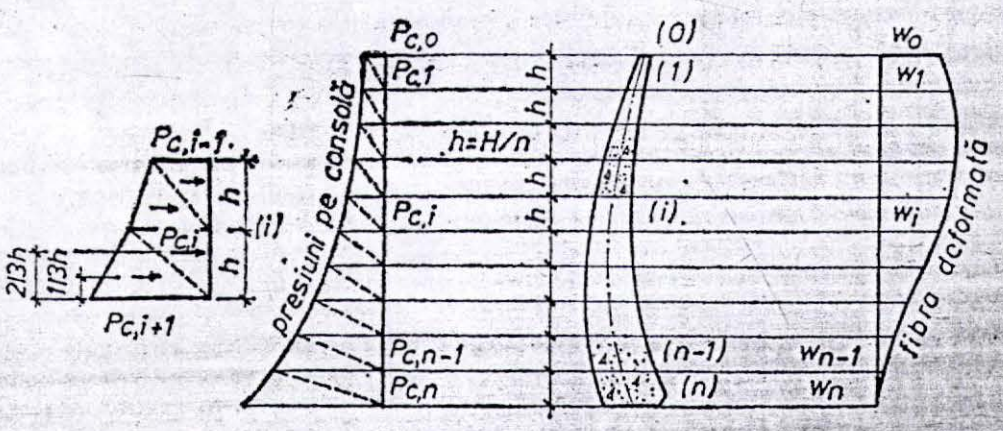


Fig. 4.184 — Schemă de calcul pentru secțiunea centrală în metoda egalării deplasărilor.

Pe baza relației (4.164) se scrie al treilea grup de ecuații, prin care se exprimă că suma presiunilor ce revin consolei ($p_{c,i}$) și arcului ($p_{a,i}$) într-o secțiune (i) este egală cu presiunea totală p_i din secțiune:

$$p_{c,i} = p_i - \frac{Ew_i}{a_i} \tag{4.165}$$

De remarcat că presiunile totale pot fi atît din presiunea hidrostatică cît și din alte încărcări (variații de temperatură, cutremur) echivalate ca încărcări continue normale pe extradosul structurii.

Cu relațiile (4.162), (4.163) și (4.165) se formează un sistem de $(3n + 3)$ ecuații cu $(3n + 5)$ necunoscute: $(n + 1)$ necunoscute M_i, $(n + 3)$ necunoscute w_i și $(n + 1)$ necunoscute $p_{c,i}$.

Cele două ecuații suplimentare necesare pentru ca sistemul să fie rezolvabil se obțin din condițiile de margine. În acest scop se pun condițiile de încastrare perfectă în secțiunea (n) rezultată după aplicarea prelungirii *Vogt* (vezi fig. 4.183):

$$w_n = 0 \quad \text{ceea ce conduce la } p_{c,n} = p_n$$

și

$$\frac{dw_n}{dz} = 0 \text{ ceea ce revine la } w_{n+1} = w_{n-1} \tag{4.166}$$

În figura 4.185 se exemplifică aplicarea metodei egalării deplasărilor în varianta expusă mai înainte pentru un baraj cu înălțimea $H = 70$ m, raza medie la coronament 115 m și unghiul la centru 122°.

Etapa III și ultima pe scara evoluției metodelor de calcul al barajelor arcuite corespunde modelării barajului arcuit după teoria plăcilor curbe.

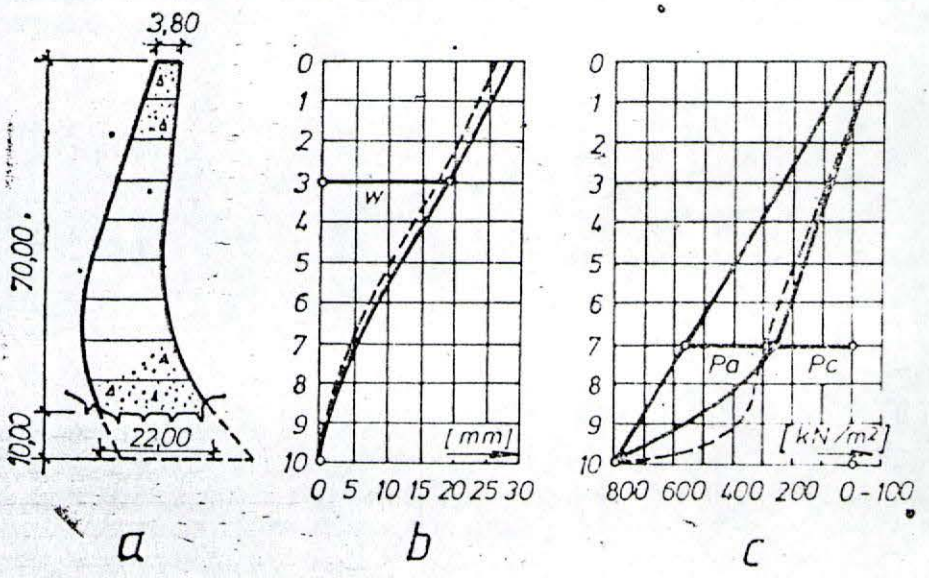


Fig. 4.185 — Exemplu de aplicare a metodei egalării deplasărilor: *a* — secțiune maestră; *b* — deplasări radiale din presiunea hidrostatică; *c* — repartiția presiunii hidrostatice între arce și console cu considerarea efectului forțelor tăietoare (linie plină) sau neglijînd efectul lor (linie întreruptă).

Aplicarea teoriei plăcilor curbe în cazul barajelor arcuite prezintă numeroase dificultăți legate de forma văii barate, a suprafeței mediane a barajului, variația grosimilor și a razelor de curbură, interacțiunea cu terenul de fundare.

În metodele elaborate s-au admis simplificări în geometria structurii, respectiv în formularea ecuațiilor diferențiale, renunțîndu-se la unii parametri cu pondere mai redusă și s-au idealizat condițiile de margine, reușindu-se în felul acesta rezolvări analitice (*H. M. Westergaard* — 1928, *F. Tölke* — 1938, *J. Lombardi* — 1955).

Aplicarea metodelor numerice potențate de calculatoarele electronice a condus la obținerea unor performanțe deosebite în cadrul acestei etape. Factori importanți de progres au fost trecerea la calculul matriceal și realizarea unor algoritme și programe de calcul eficiente pentru rezolvarea marilor sisteme de ecuații liniare. Atît în formulările prin metoda diferențelor finite cît și în cele prin metoda elementelor finite bazate pe aproximarea cîmpului deplasărilor, calculul barajelor arcuite necesită rezolvarea unor sisteme mari compuse din sute sau mii de ecuații liniare.

La nivelul anilor '60, integrarea ecuațiilor diferențiale pentru plăci subțiri sau groase scrise în cazul barajelor arcuite prin metoda diferențelor finite s-a extins foarte mult. În România *R. Prișcu*, *D. Stematiu* și *A. Popovici* aproximează suprafața mediană a barajelor arcuite ca o suprafață de rotație delimitată de planul coronamentului și conturul fundațiilor (fig. 4.186) [53]. Ecuațiile de calcul determinate plecînd de la ecuațiile cele mai generale ale plăcilor curbe de grosime medie, stabilite de *AEH Love* sînt integrate prin metoda diferențelor finite.

Treptat metoda elementelor finite cu avantajele ei binecunoscute a fost preferată metodei diferențelor finite, înlocuind-o treptat sau coexistînd în paralel. Au fost elaborate elemente finite tot mai rafinate pentru calculul plăcilor subțiri și groase (*Felippa-Clough*, *Ahmad-Irons-Zienkiewicz*), pentru

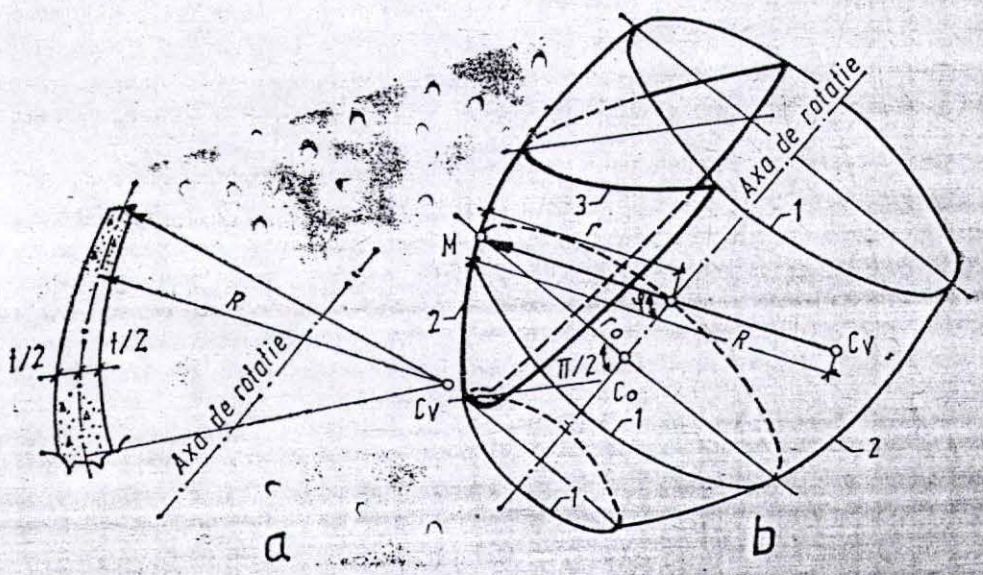


Fig. 4.186 — Trasarea barajului ca suprafață de rotație [53]: *a* — secțiunea centrală și axa de rotație; *b* — generarea suprafeței mediane; *1* — cercuri paralele; *2* — cercuri meridiane; *3* — decupajul barajului.

modelarea terenului de fundare, a fenomenelor de interfață sau a discontinuităților [23]. Programe de calcul generale (SAP, ADINA, ANSYS) sau specializate (ADAP), cu performanțe dintre cele mai ridicate, au redus calculul barajelor arcuite în condiții dintre cele mai complexe la simple calcule de rutină. Treptat s-a extins și în domeniul barajelor arcuite proiectarea asistată de calculator. Mașinile electronice în diversele lor variante s-au impus ca instrumente de bază și de neînlocuit în conceperea și realizarea barajelor arcuite.

Metoda sarcinilor de probă. Principul de bază al metodei a fost prezentat la punctul anterior. Structura barajului se descompune în arce orizontale cu grosimea de 1 m și console mărginite de planuri radiale verticale distanțate la 1 m în axul coronamentului (fig. 4.187). În calcul se consideră numai arcele și consolele reprezentative pentru baraj, de obicei 5...7 arce și 9...11 console. De remarcat că arcele și consolele se aleg astfel încît să aibă fundația comună.

În prima etapă se face analiza independentă pe fiecare arc și consolă, evaluîndu-se liniile de influență pentru deplasări și eforturi la încărcări unitare tip. Ulterior prin multiplicarea și compunerea încărcărilor unitare tip se poate obține orice deplasare dorită.

Consolele se consideră formate dintr-o succesiune de blocuri mărginite superior și inferior de planurile orizontale de la cotele arcelor reținute în schema de calcul. Sistemele de încărcări unitare tip sînt: radiale, tangențiale și de torsiune (fig. 4.188).

Sarcinile unitare radiale sînt alcătuite din presiuni orizontale care acționează în planuri radiale, avînd o distribuție triunghiulară, cu valoarea 1 la cota secțiunii considerate și zero la cotele secțiunilor învecinate la partea superioară și inferioară (fig. 4.188, *a*). Sarcinile unitare tangențiale sînt tangente la axul arcului în dreptul axului consolei și au o distribuție

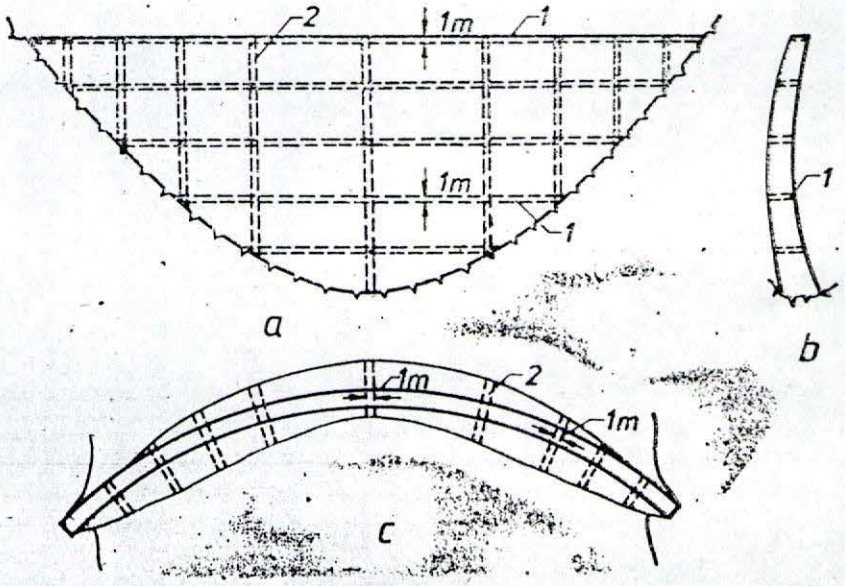


Fig. 4.187 — Schema de discretizare a barajului pentru calcul după metoda sarcinilor de probă: *a* — profil în lung desfășurat prin axul coronamentului; *b* — secțiune centrală; *c* — vedere în plan; *1* — arce; *2* — console.

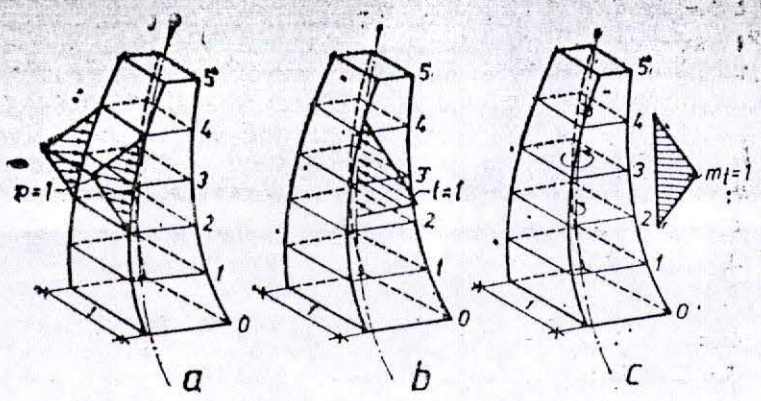


Fig. 4.188 — Sisteme de încărcări unitare tip pe console: *a* — orizontal radiale; *b* — orizontal tangențiale; *c* — momente de torsiune în planuri orizontale.

triunghiulară identică cu cele radiale (fig. 4.188, *b*). Sarcinile unitare de momente de torsiune acționînd în planuri orizontale au aceiași distribuție triunghiulară (fig. 4.188, *c*).

Deplasările consolei se determină cu formulele grinzilor încastrate elastic luînd în considerare efectele momentelor de încovoiere și al forțelor tăietoare. Deplasările (translații, rotiri) încastrării elastice [$(\Delta x)f$, $(\Delta y)f$, $(\Theta x)f$, $(\Theta z)f$] pot fi determinate direct în ipoteza *Vogt* sau *Vogt* corectat (după *Mladeynovitch*) pe baza unor relații și diagrame din literatură [6, 9, 14, 38]. Deplasarea radială în elevație a consolei ($\Delta\omega$) se determină cu relația:

$$\Delta w = \Sigma_i \left[(\theta x)f + \Sigma_i \frac{M_i}{E_b I_i} \Delta z_i \right] \Delta z_i + (\Delta y)f + \Sigma_i \frac{kQ_i}{GA_i} \Delta z_i \qquad (4.167)$$

unde Δz_i este diferența de cote dintre două secțiuni succesive; M_i Q_i — momentele încovoietoare și forțele tăietoare în secțiunile de calcul produse de sarcinile unitare; E_b, G — caracteristicile elastice ale betonului; A_i, I_i — caracteristicile geometrice de arie și momentele de inerție ale secțiunilor de calcul.

Deplasarea tangențială în elevație a consolei (Δs) rezultă din deplasarea tangențială a fundației la care se adaugă deplasarea produsă de sarcina unitară tangențială (H):

$$\Delta s = (\Delta x)f - \Sigma_i \frac{H}{GA_i} \Delta z_i \qquad (4.168)$$

Rotirea în elevație a consolei (θ) se calculează din sumarea rotirii fundației în plan orizontal $(\Theta z)f$ cu rotirile pe tronsoane produse de sarcina unitară de moment de torsiune (M_t):

$$\theta = (\theta z)f + \Sigma_i \frac{M_t}{GA_i} \Delta z_i \qquad (4.169)$$

Arcele se consideră de înălțime unitară, cu paramente verticale. Deplasările și eforturile se calculează pe baza teoriei arcelor subțiri dublu încastrate elastic. Un arc este solicitat de sarcini radiale, aplicate la intrados sau extrados, sarcini tangențiale aplicate în axul arcului și momente de torsiune aplicate de asemenea în ax. Sistemele de sarcini unitare considerate servesc ca și în cazul consolelor la modelarea unor diverse încărcări exterioare pe arc care să producă orice deplasare dorită (fig. 4.189). În urma

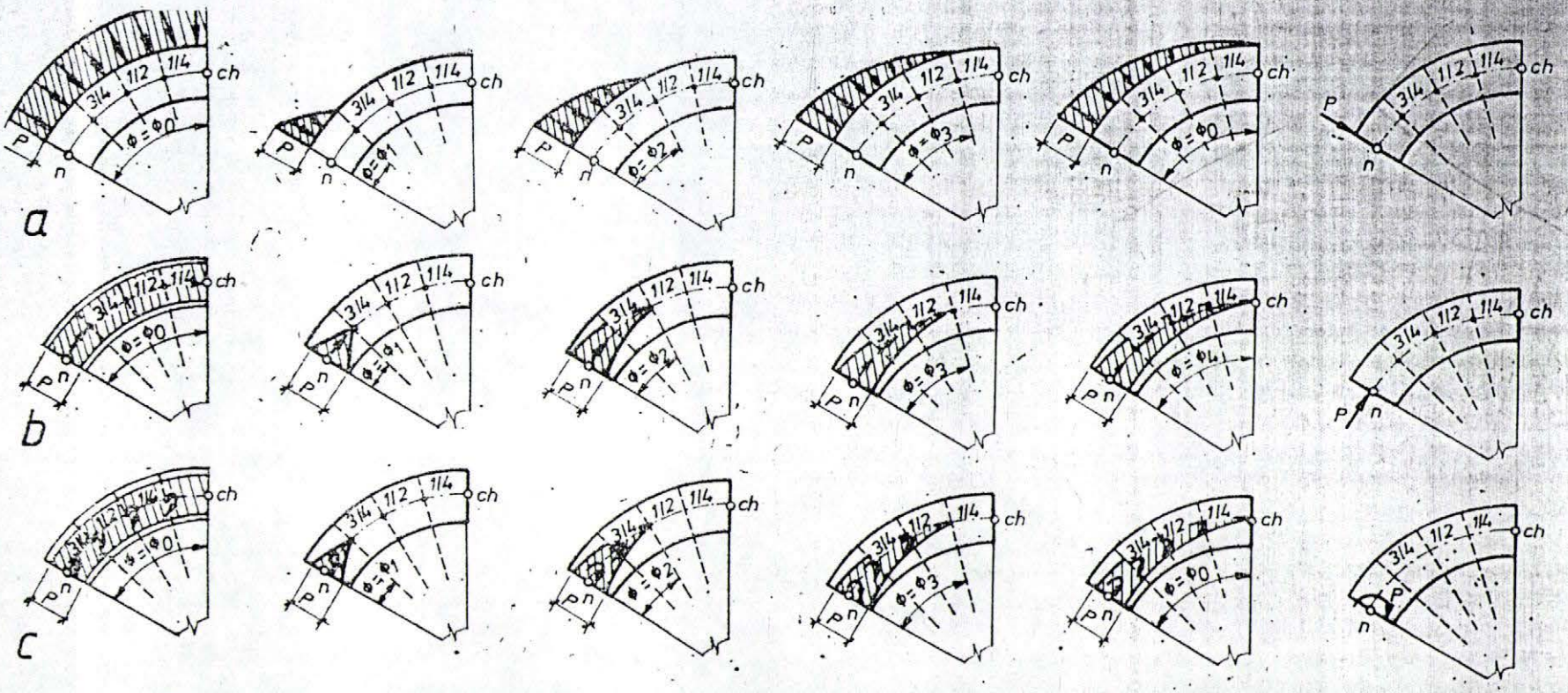


Fig. 4.189 — Sisteme de încărcări unitare tip pe arce: *a* — radiale; *b* — tangențiale; *c* — momente de torsiune în plan orizontal.

analizei statice, pentru arcele selectate se determină deplasările tangențiale și radiale în punctele de intersecție cu consolele, pentru fiecare dintre sarcinile unitare ilustrate în figura 4.189.

În varianta cea mai generală a metodei sarcinilor de probă se caută egalizarea iterativă a deplasărilor radiale, tangențiale și a rotirilor din planurile orizontale în nodurile comune ale arcelor și consolelor.

În calcul se pleacă cu o distribuție preliminară pe arce și console a încărcării reale, distribuție aleasă pe baza experienței proiectantului și prin analogie cu alte lucrări. În etapele următoare se anulează succesiv diferențele constatate între deplasările radiale, tangențiale și unghiulare în nodurile corespondente ale arcelor și consolelor prin aplicarea unor sarcini suplimentare de corecție de tip radial ($\Delta\overline{P}$), tangențial ($\Delta\overline{H}$), sau de momente de torsiune (ΔM_t). Aceste sarcini se modelează prin combinarea încărcărilor unitare tip menționate mai înainte. Dacă indicele (a) se referă la arc și (c) la consolă, conform principiului acțiunii și reacțiunii relațiile matematice între sarcinile suplimentare de corecție aplicate pe arce și console sînt următoarele:

$$\begin{aligned} \Delta\overline{P}_a + \Delta\overline{P}_c &= 0 \\ \Delta\overline{T}_a + \Delta\overline{T}_c &= 0 \\ \Delta M_{ta} + \Delta M_{tc} &= 0 \end{aligned} \qquad (4.170)$$

De remarcat că egalizarea unor deplasări dintr-o etapă produce deranarea egalizărilor obținute în etapele precedente. Spre exemplu, corecțiile de deplasări tangențiale sau de rotiri unghiulare au efect încovoietor asupra arcelor și consolelor și duc la deranjarea egalității între deplasările radiale. În practică diferențe mai mici de 5...10% între deplasările corespondente pe arce și console sînt acceptabile. Rapiditatea de convergență a metodei depinde de abilitatea proiectantului de a aplica cele mai indicate sarcini de corecție.

La încheierea etapelor de corecție se cunosc deplasările radiale, tangențiale și rotirile, precum și valorile sarcinilor aplicate. În analiza independentă a arcelor și consolelor au fost determinate valorile eforturilor unitare corespunzătoare sarcinilor unitare tip. Prin multiplicarea acestor eforturi cu sarcinile efective care revin elementelor, se determină, cu ajutorul liniilor de influență, valorile eforturilor efective în punctele considerate.

Metoda sarcinilor de probă se poate aplica și pentru barajele de greutate în arc și de asemenea pentru calculul tridimensional al barajelor de greutate cu rosturi injectate.

În figura 4.190 sînt ilustrate cîteva rezultate în calculul barajului Vidraru (vezi fig. 4.24) cu această metodă. S-a urmărit numai repartiția sarcinii hidrostatice, greutatea proprie repartizîndu-se în întregime consolelor. În schema de calcul pe semistructură s-au considerat șase arce eșalonate la circa 25 m pe înălțime și cinci console.

Elemente finite pentru calculul barajelor arcuite. Barajele arcuite se caracterizează în general prin curburi moderate și lent variabile cu grosimi relative (t/R, t — grosime, R — rază) într-un domeniu larg, caracteristic

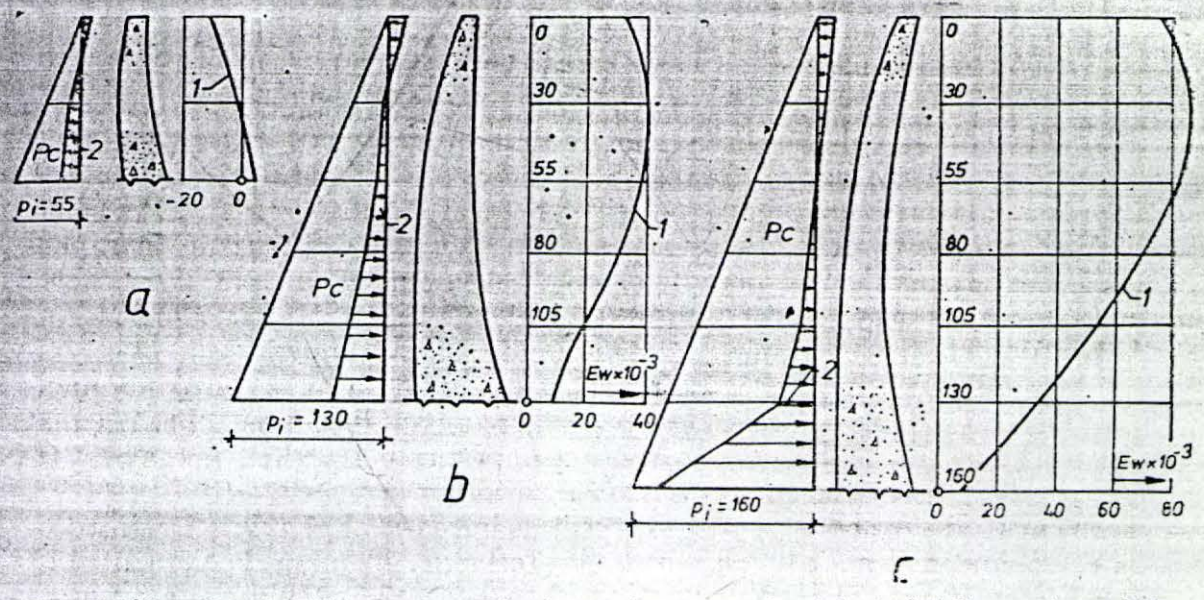


Fig. 4.190 — Barajul Vidraru — presiuni ce revin pe console și deplasări din presiunea hidrostatică: *a* — consola V; *b* — consola III; *c* — consola I (maestră); *1* — deplasări radiale; 2 — presiuni pe console.

plăcilor curbe subțiri $\left(t/R < \frac{1}{10}\right)$ sau groase $\left(t/R > \frac{1}{5}\right)$. Studii numeroase au analizat tipurile de elemente finite care corespund cel mai bine particularităților geometrice și mecanice ale barajelor arcuite: dacă pentru calcul sînt satisfăcătoare elementele de placă curbă subțire sau se impune utilizarea elementelor tridimensionale de tip placă groasă [50].

După cum se cunoaște în teoria plăcilor plane și curbe se introduc anumite aproximații pentru simplificarea problemei. Astfel se acceptă variația liniară a deformațiilor și eforturilor pe direcțiile normale la suprafața mediană a plăcii. Așa numitele soluții „exacte" în teoria plăcilor sînt adevărate numai dacă aceste ipoteze sînt îndeplinite. Ele sînt îndeplinite numai în cazul plăcilor subțiri cu deformații mici. Pe baza acestor ipoteze, studiul plăcilor se reduce la suprafața lor mediană. Elementele finite construite pe baza teoriei plăcilor sînt de clasă C_1, adică variabilele de cîmp și derivatele lor de ordinul I sînt continue pe frontieră.

Într-o primă etapă în calculul barajelor arcuite s-au utilizat elemente de placă plană, aproximînd suprafața mediană a barajului cu o suprafață cutată. Elemente finite patrulatere plane (*Zienkiewicz*, 1965) sau triunghiulare (*Clough-Tocher*, 1965) care comparativ sînt mai performante în analiza structurilor cu dublă curbură au fost curent aplicate în deceniul VII și chiar mai tîrziu în calculul barajelor arcuite. Gradul de precizie a rezultatelor în cazul aproximării menționate mai înainte este influențat direct de finețea de discretizare.

Elemente finite de plăci subțiri și groase au fost dezvoltate de numeroși autori începînd din 1969 (*Megard*, 1969), (*Clough-Felippa* și *Wilson*, 1970), (*Key* și *Beisinger*, 1971) (*Irons*, 1980). Se pare însă că în studiul plăcilor curbe luînd în considerare efectele curburii și ale eforturilor tangențiale, cele mai bune performanțe le au elementele derivate din particulari-

zarea elementelor volumetrice de clasă C_0 construite pentru analiza tridimensională a eforturilor (*Ahmad*, 1968) (*Zienkiewicz*, 1971,) (*Pedro*, 1973) [50, 49].

Un element de placă curbă subțire preia încărcarea exterioară prin două efecte distincte: de membrană și de încovoiere. Primul efect se manifestă prin deplasările în planul plăcii, cel de al doilea este tipic plăcilor plane și se manifestă prin deplasările normale pe placă și rotirile în raport cu două axe orizontale din planul plăcii. Cele două efecte pot fi evaluate distinct în cadrul matricei de rigiditate a elementului. Matricea de rigiditate pentru efectul de membrană corespunde unor elemente de clasă C_0 liniare sau pătratice în funcție de numărul de noduri admis pentru elementul de placă plană care descrie efectul de încovoiere. Pe această bază a fost construit elementul Thinshell încorporat în programele SAP, element utilizat frecvent în România pentru calculul barajelor arcuite zvelte (fig. 4.91, *a*). Elementul are 4 noduri și rezultă prin asamblarea a 4 triunghiuri necoplanare. Elementul nu are rigiditate la torsiune în planul elementului.

Un element evoluat de placă curbă subțire, Semiloof, se bazează pe ideea menționată mai înainte de combinare a efectelor de membrană pe element cu cele de încovoiere evaluate pe laturi în dreptul punctelor de integrare Gauss (fig. 4.191, *b*). Elementul de forma unui patrulater cu laturi curbe are 45 de grade de libertate din care 13 se elimină prin condensare statică (sînt scrise în paranteză în fig. 4.191, *b*). În forma degenerată de triunghi cu laturi curbe elementul rămîne după condensare statică cu 24 de grade de libertate [54].

Echivalarea structurii barajului prin suprafața ei mediană conduce la reducerea efortului de calcul prin reducerea numărului de grade de libertate a problemei comparativ cu o analiză completă tridimensională. Numeroase studii comparative au arătat că pentru baraje arcuite zvelte $\left(t/R < \frac{1}{5}\right)$,

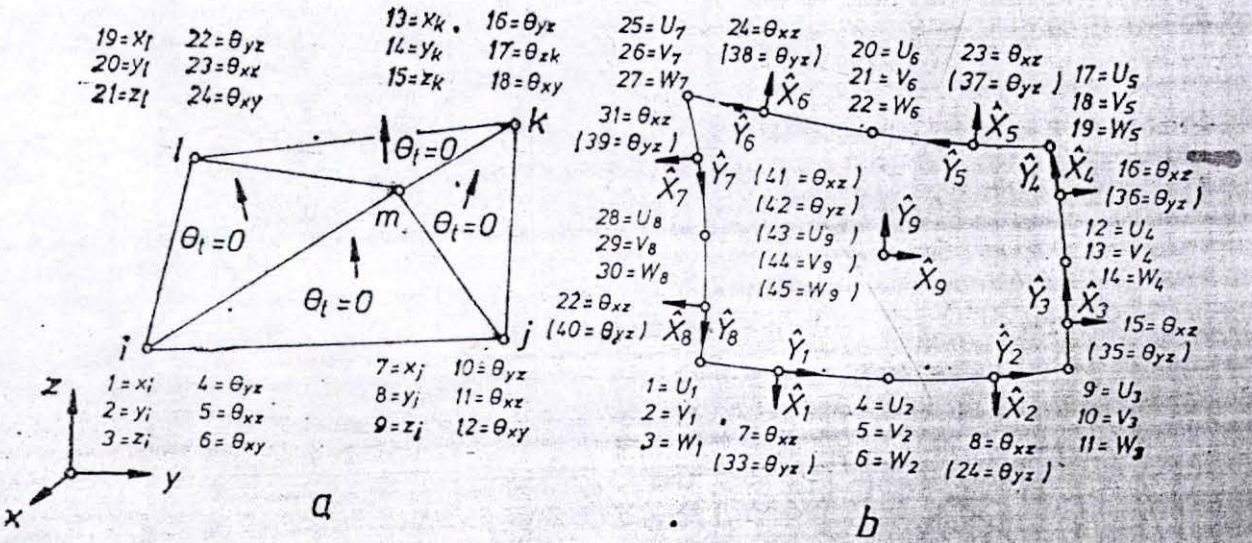


Fig. 4.191 — Elemente de placă curbă subțire cu explicitarea gradelor de libertate pe elemente: *a* — Thinshell; *b* — Semiloof (în paranteză sînt grade de libertate eliminate prin condensare statică).

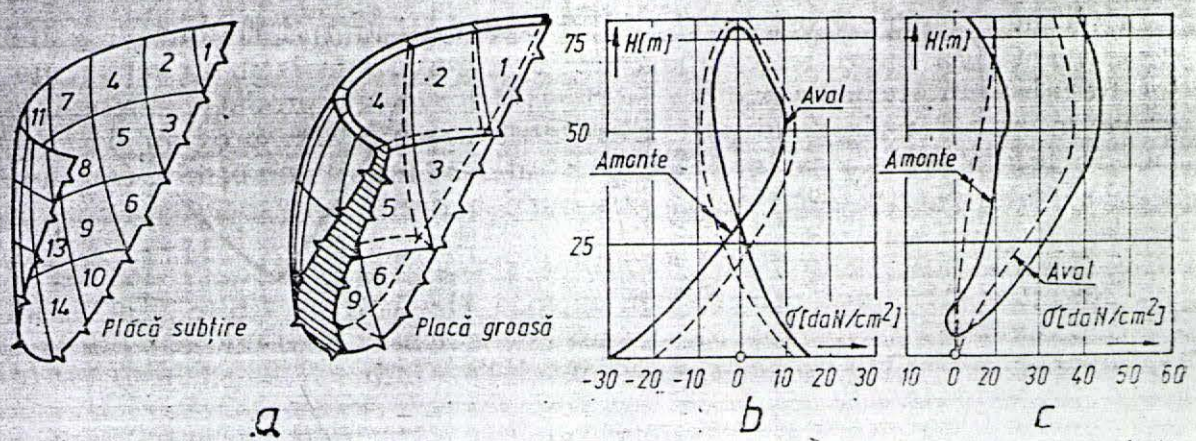


Fig. 4.192 — Barajul Tău — Eforturi din presiunea hidrostatică evaluate cu elemente finite de placă curbă subțire (linie plină) și de placă curbă groasă (linie întreruptă): *a* — scheme de discretizare; *b* — eforturi verticale în consola centrală; *c* — eforturi orizontale radiale la nașterile arcelor.

rezultatele furnizate de discretizări cu elemente finite de placă curbă subțire sînt pe deplin acceptabile (fig. 4.192) [55, 49].

Folosirea elementelor de placă curbă subțire conduce însă la unele dificultăți atunci cînd în analiză se introduce terenul de fundare. Cuplarea lor cu elementele tridimensionale liniare de clasa C_0 care discretizează terenul de fundare impune folosirea unor elemente de tranziție care complică mult problema. Rămîne alternativa de echivalare a interacțiunii cu terenul prin resoarte elastice (modelul *Vogt*), dar în acest mod dispar practic posibilitățile de modelare a anizotropiei sau neomogenităților terenului de fundare.

La barajele arcuite de grosime relativă mai mare $\left(t/R > \frac{1}{5}\right)$ eforturile τ pe direcția grosimii structurii nu mai pot fi neglijate, ceea ce limitează aplicarea elementelor de placă curbă subțire în aceste cazuri. Această afirmație se susține și prin exemplificarea din figura 4.193 [56]. Se constată că rezultatele obținute în calculul cu elementele Thinshell (linie întreruptă și punct) se îndepărtează de cele din cazurile discretizării cu elemente curbe de placă groasă (Thickshell) sau elemente liniare de volum cu 8 noduri și clasă C_0 (Brick 8) mai ales în treimea inferioară a barajului.

Calculul plăcilor groase poate fi efectuat direct cu elementele de volum de clasă C_0 pătratice sau liniare (fig. 4.194). Cel mai eficient pare a fi elementul hexaedral izoparametric pătratic care are laturile curbe (*Irons, Zienkiewicz*, 1966). Eliminarea nodurilor de la jumătatea grosimii prin restricții cinematice îl adaptează la comportamentul specific plăcilor (normala la suprafața mediană rămîne dreaptă după deformare) și îi crește eficacitatea prin reducerea numărului de grade de libertate pe element. Comportarea lui la încovoiere poate fi îmbunătățită prin adăugarea unor moduri incompatibile asociate cu un nod central interior (*Ghaboussi, Wilson, Taylor*, 1971) [55]. În această categorie se înscrie elementul Thickshell din programele SAP.

Elementul izoparametric hexaedral de clasă C_0 linear cu 8 noduri avînd introduse moduri incompatibile (*Wilson, Taylor*, 1971) a dat de asemenea satisfacție în calculul barajelor arcuite (fig. 4.193). Rezultate foarte bune

s-au obținut cînd pe grosimea barajului s-au utilizat trei rînduri de astfel de elemente. În discretizare rapoartele între lungimile laturilor elementelor trebuie limitate la maximum 7...8 pentru a nu se produce distorsiuni grave în matricea de rigiditate. Elementul Brick 8 din programele SAP face parte din această categorie [57]. El are avantajul importaht că poate fi folosit atît pentru discretizarea structurii barajului cît și a terenului de fundare.

Rezultate ale unor calcule prin metoda elementelor finite. În figura 4.195 se prezintă elementele de trasare și schema de discretizare pentru studiul parametric al comportării barajului Topolnița ($H = 85$ m, $L_c/H =$

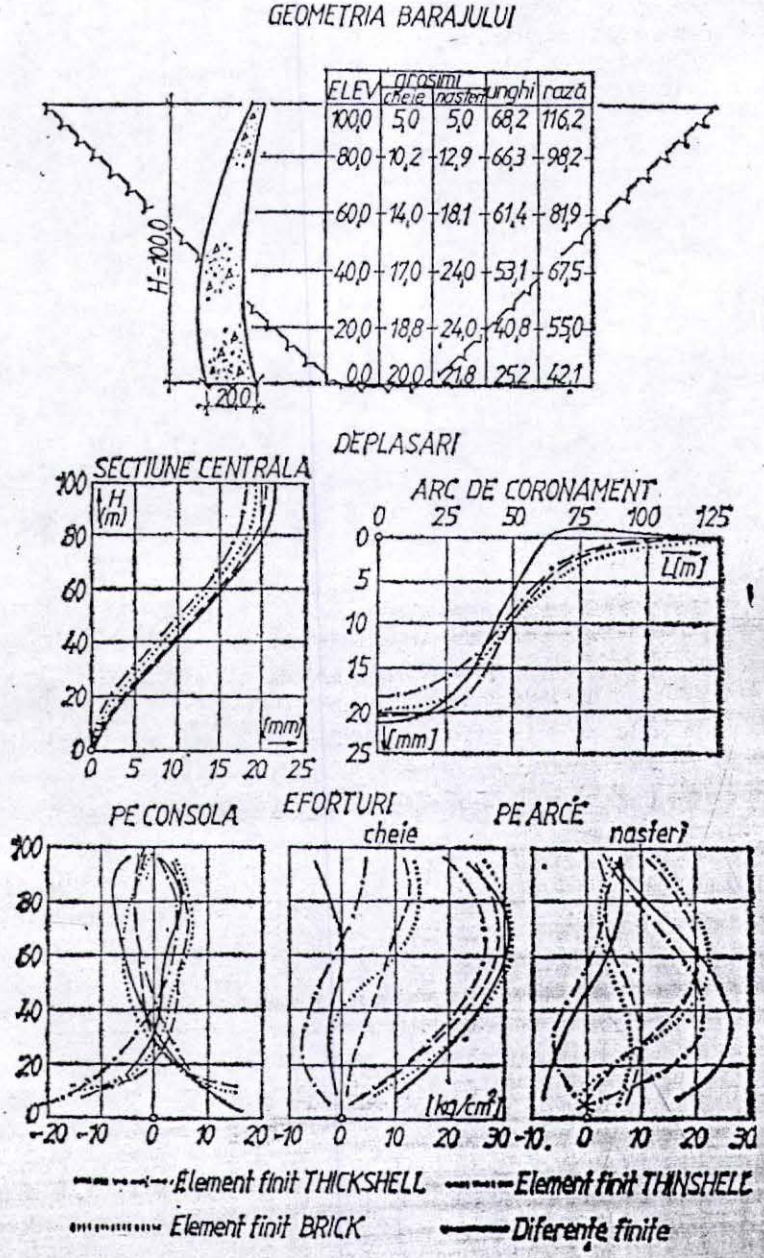


Fig. 4.193. — Deplasări și eforturi din presiunea hidrostatică obținute în diverse variante de discretizare a unui baraj arcuit.

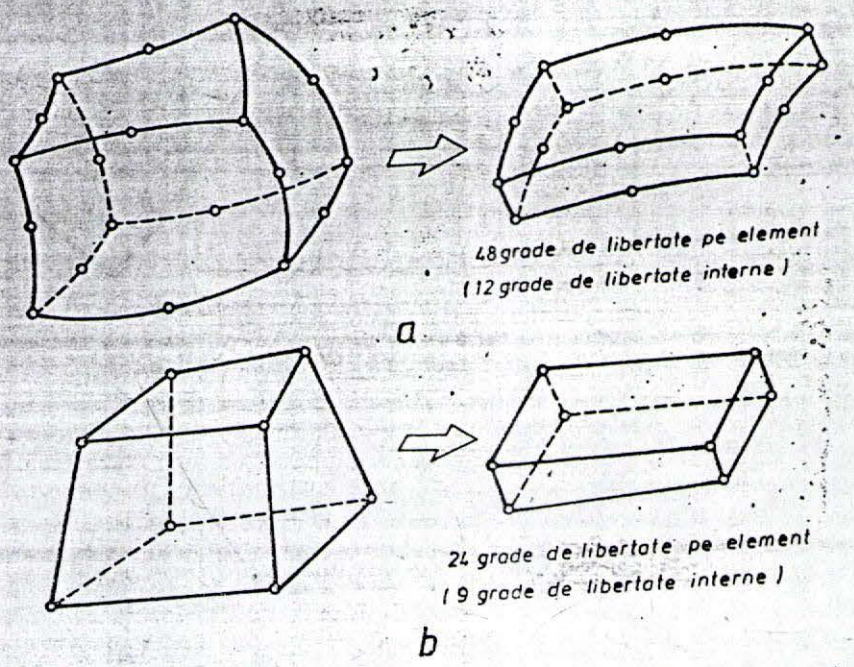
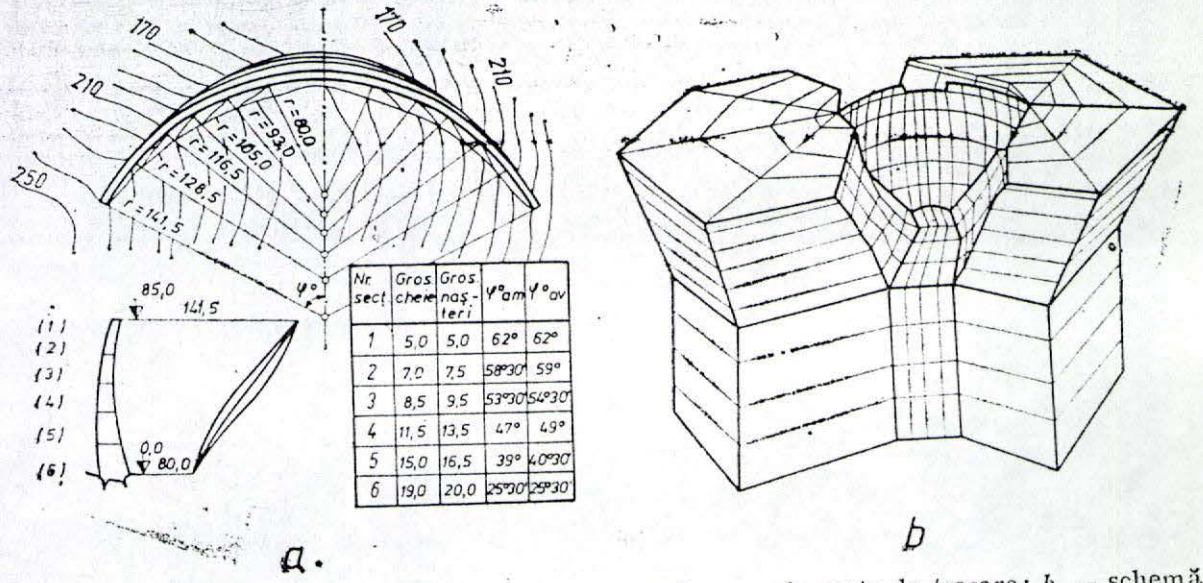


Fig. 4.194 — Elemente finite tridimensionale particularizate pentru calculul barajelor arcuite: *a* — hexaedral cu laturi curbe (*Irons, Zienkiewicz* — 1966); *b* — hexaedral cu laturi drepte și moduri incompatibile (*Wilson, Taylor* — 1971).

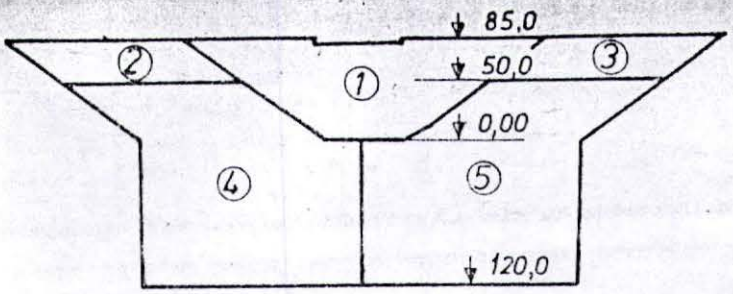


Nr sect	Gros cheie	Gros naș-teri	γ°am	γ°av
1	5,0	5,0	62°	62°
2	7,0	7,5	58°30'	59°
3	8,5	9,5	53°30'	54°30'
4	11,5	13,5	47°	49°
5	15,0	16,5	39°	40°30'
6	19,0	20,0	25°30'	25°30'

Fig. 4.195 — Barajul Topolnița variantă preliminară: *a* — elemente de trasare; *b* — schemă de discretizare.

= 2,94) în varianta preliminară de proiectare [58]. Discretizarea atît a structurii barajului cît și a terenului de fundare s-a efectuat cu elemente Brick 8. Ansamblul baraj-teren de fundare a fost discretizat în 557 elemente Brick 8, din care 77 în structură și 480 în terenul de fundare. Sistemul de ecuații algebrice liniare care a furnizat deplasările nodale a avut 1785 ecuații.

Caracteristicile mecanice zonale ale materialeior în cîteva din variantele analizate și codurile pentru reprezentarea rezultatelor sint ilustrate în



Nr. var.	Valori zonale ale modulului de elasticitate (MPa) și coeficientul Poison					Cod repre-zentare
	$\mu = 0.18$	$\mu = 0.25$				
	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	
1	24,000	24,00	24,00	24,00	24,00	-----
2	24,000	4,800	4,800	4,800	4,800	———
3	24,000	2,400	2,400	2,400	2,400	-·-·-
4	24,000	1,200	1,200	1,200	1,200	-··-·-
5	24,000	24,000	4,800	24,000	4,800	·····
6	24,000	24,000	2,400	24,000	2,400	-+-+-
7	24,000	4,800	4,800	24,000	24,000	-•-•-
8	24,000	2,400	2,400	24,000	24,000	-I-I-

Fig. 4.196 — Date asupra variantelor de calcul și codurile de reprezentare.

figura 4.196. Varianta 2 considerată variantă etalon corespunde unui teren de fundare omogen izotrop cu raportul $E_b/E_f = 5$. În variantele 1, 3 și 4 terenul este omogen izotrop, dar rapoartele E_b/E_f sînt succesiv 1, 10 și 20. În variantele 5 și 6 s-au simulat asimetrii mecanice ale rocii din terenul de fundare în raport cu un plan orizontal prin corpul barajului la cota 51,00. Astfel roca situată sub cota planului menționat mai inainte ($E_{f,b}$) a avut raportul $E_b/E_{f,b} = 1$ în ambele variante. Roca situată deasupra, în zona coronamentului barajului ($E_{f,c}$), a avut calități mecanice inferioare, raportul $E_{f,b}/E_{f,c}$ fiind 5 și respectiv 10.

Încărcările considerate au fost din greutatea proprie a barajului și din presiunea hidrostatică. Greutatea proprie s-a modelat prin aplicarea instantanee pe structura monolită. Încărcarea hidrostatică s-a modelat prin presiuni uniforme pe element, crescătoare în adîncime aplicate pe fețele amonte ale elementelor din structură și pe fețele dinspre lac ale elementelor care conturează lacul de acumulare. Nivelul lacului s-a considerat la cota 79,50.

În vederea evaluării efectelor cantitative pe care modelarea terenului de fundare le are asupra stării de eforturi în corpul barajului, s-au analizat trei cazuri (fig. 4.197):

— barajul încastrat perfect în fundație;

— modelare cu penduli cu rigiditate axială echivalentă, cîte trei penduli ortogonali în fiecare nod de contact;

— modelare ansamblu baraj-teren de fundare cu elemente Brick 8.

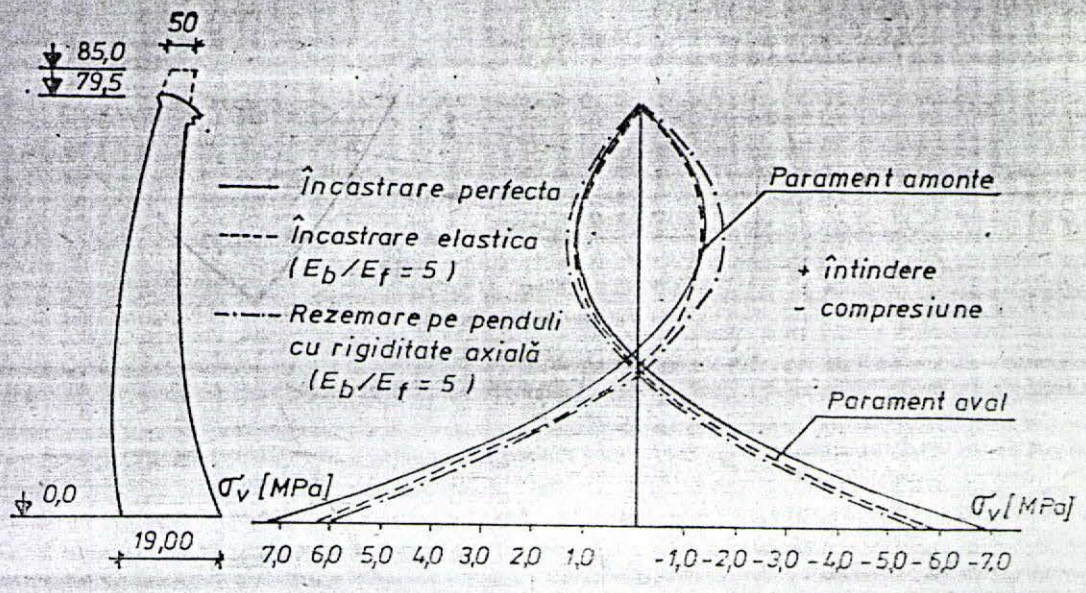


Fig. 4.197 — Eforturi verticale din greutatea proprie și presiunea hidrostatică în secțiunea centrală a barajului Topolnița pentru diverse cazuri de modelare a terenului de fundare.

Situația cea mai defavorabilă din punct de vedere a eforturilor verticale din presinnea hidrostatică și greutatea proprie în secțiune centrală a barajului apare în cazul barajului încastrat perfect. Încastrarea elastică conduce la diminuarea eforturilor verticale pe contact cu circa 15% pentru cazul analizat cn $E_b/E_f = 5$. Echivalarea terenului prin resoarte elastice cel puțin pentru exemplul analizat conduce la rezultate satisfăcătoare cu un efort mult mai redus de calcul.

Efectele raportului E_b/E_f asupra stării de eforturi în corpul barajului din încărcările cu greutate proprie și presiune hidrostatică se pot desprinde din figura 4.198. Reducerile modulilor de elasticitate a rocii de fundare conduc la micșorarea solicitărilor din încovoiere în fundația barajului. Astfel considerînd drept caz de referință $E_b/E_f = 5$, reducerile în secțiunea centrală în cazul $E_b/E_f = 20$ sînt de 20% pentru efortul vertical de întindere σ_v de la piciorul amonte și de 15% pentru efortul vertical de compresiune σ'_v de la piciorul aval.

Eforturile inelare pe arce atît la paramentul amonte cît și la paramentul aval sînt de compresiune. Pentru un același raport E_b/E_f, eforturile orizontale scad la nașteri la paramentul amonte și cresc la paramentul aval de la arcele superioare către arcele inferioare. O dată cu alterarea caracteristicilor mecanice ale terenului de fundare ($E_b/E_f = 20$), eforturile inelare în zona centrală a barajului cresc cu circa 10% la paramentul amonte și se diminuează cu circa 50% la paramentul aval.

Efectele asimetriilor mecanice ale terenului de fundare au fost analizate pentru două ipoteze (variantele 5 ... 8 din fig. 4.196) (fig. 4.199):

— asimetrii mal drept/mal stîng ($E_{f,d}/E_{f,s}$) în raport cu planul vertical al secțiunii centrale a barajului;

— asimetrii zonă coronament/zonă baza barajului ($E_{f,c}/E_{f,b}$) în raport cu un plan orizontal situat la limita treimii părții superioare a barajului.

Ambele tipuri de asimetrii sînt frecvent întîlnite în practică. Prin calcul se urmărește să se evalueze cantitativ transferările de energie care se

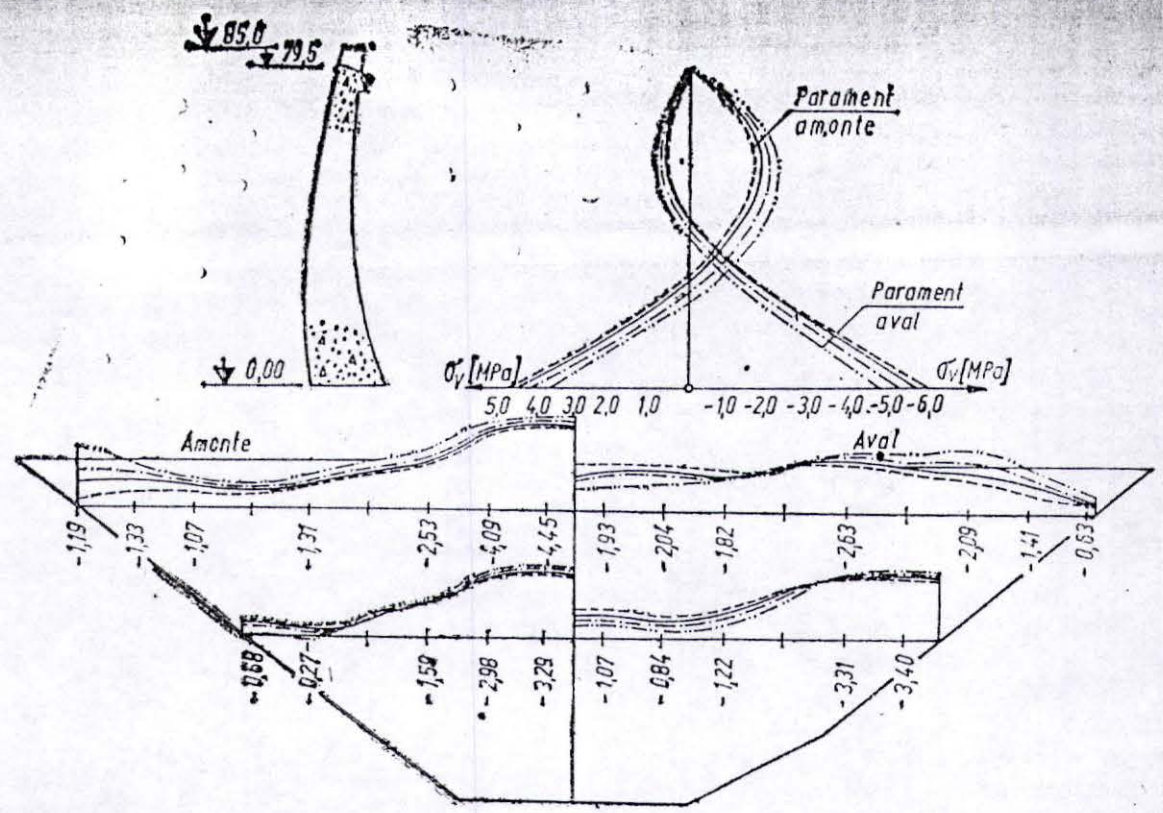


Fig. 4.198 — Barajul Topolnița — Variația eforturilor verticale în secțiunea centrală și a eforturilor orizontale-inelare pe arce la cotele 73, 75 și 42,50, cu raportul E_b/E_f. Încărcare din greutate proprie și presiune hidrostatică.

produc către părțile mai rigide din terenul de fundare, materializate prin creșterea aportului acestor zone la preluarea încărcărilor.

Analiza eforturilor inelare pe arce nu scoate în evidență influențe semnificative ale asimetriilor de rigiditate considerate. Concluzia care se desprinde este că asimetriile zonale au o influență mai redusă asupra eforturilor în ansamblul baraj-teren de fundare decît variațiile globale ale raportului E_b/E_f.

Punerea sub sarcină a unui baraj arcuit cu rosturile neinjectate sau parțial injectate poate să apară în mai multe cazuri:

— inundarea incintei la viituri în timpul construcției barajului;

— punerea etapizată sub sarcină a barajului încă din timpul construcției pentru scurtarea termenelor de intrare în exploatare a lacului;

— punerea sub sarcină a barajului cu rosturi neinjectate in cîmpul superior, ca măsură de protecție antiseismică a structurii [59].

În metoda elementelor finite această problemă se poate rezolva admițînd discretizări tridimensionale pe ploturi independente. Elementele de pe rosturile neinjectate au nodurile distanțate în acord cu deschiderea inițială a rosturilor. Ridicarea nivelului în lac se face în trepte, conlucrarea între ploturi se realizează pe măsură ce prin deplasările spre aval ale ploturilor deschiderea dintre rosturi este anulată [60]. În figura 4.200 sînt prezentate rezultatele unor calcule după modelul descris mai înainte pentru barajul Herculane ($H = 58{,}5$, $L_d/H = 2{,}72$) cu arce parabolice. Sînt indicate deplasările din secțiunea maestră și eforturile verticale în cîteva ploturi pen-

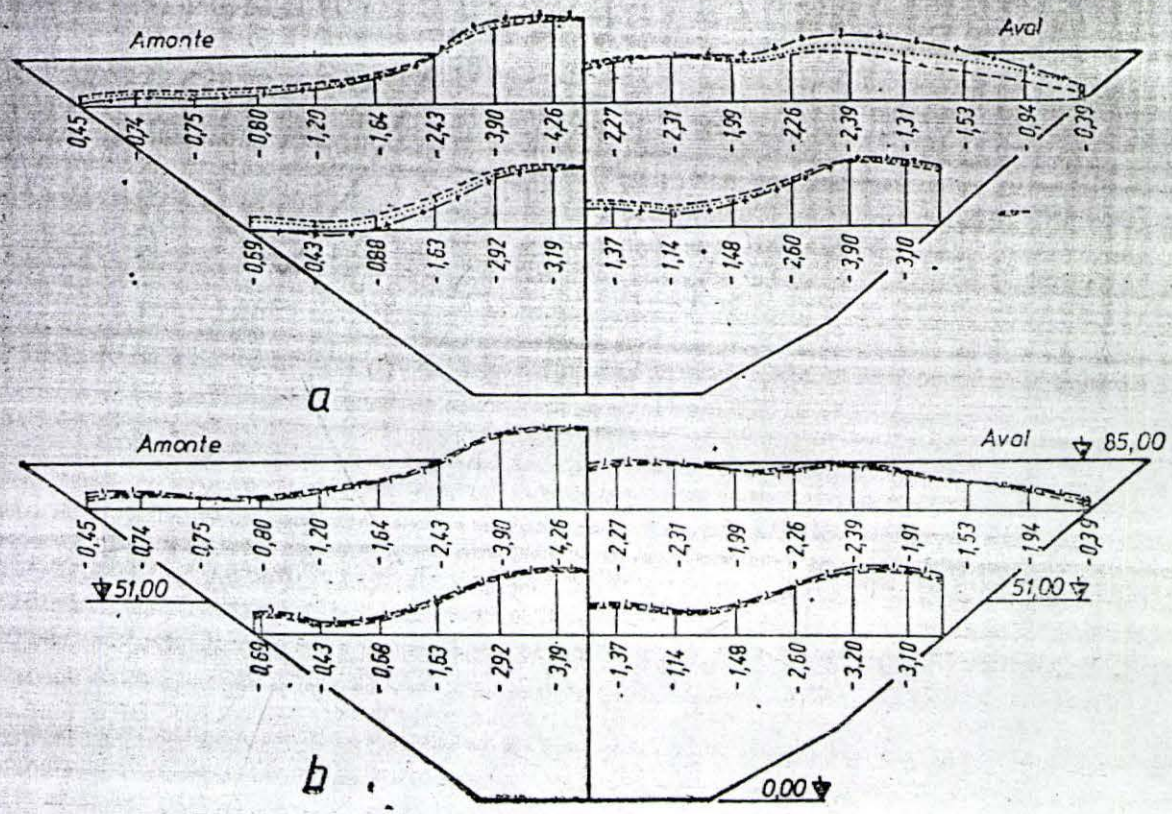


Fig. 4.199 — Barajul Topolnița — Variația eforturilor orizontale inelare pe arce la cotele 73,75 și 42,50 pentru asimetrii mecanice ale terenului de fundare: *a* — în raport cu secțiunea centrală; *b* — în raport cu planul orizontal de la cota 51. Încărcare din greutate proprie și presiune hidrostatică.

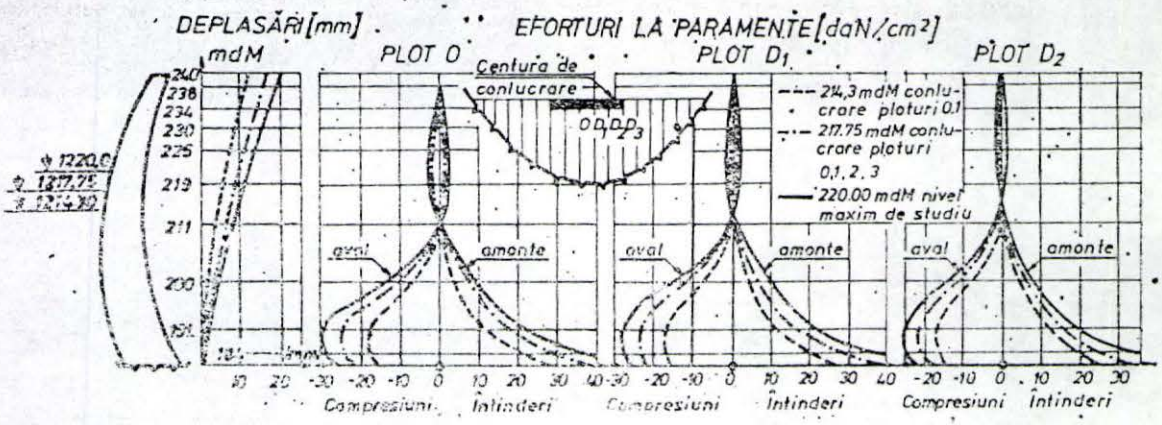


Fig. 4.200 — Barajul Băile Herculane — Deplasări și eforturi din presiunea hidrostatică, pe console în diverse stadii de conlucrare.

tru mai multe niveluri în lac. Eforturile calculate țin seama de fazele de conlucrare în ipoteza unei deschideri inițiale a rosturilor de 2 mm. Se constată că față de fazele cu ploturi independente, cînd eforturile se dezvoltau numai in secțiunile de sub planul de apă, în cazul conlucrării, apar eforturi și la cote superioare datorită formării unei centuri de conlucrare între ploturi la partea superioară.

În figurile 4.201 ... 4.204 sînt redate unele rezultate obținute în analiza statică și seismică prin metoda elementelor finite a barajului Poiana Ruscă

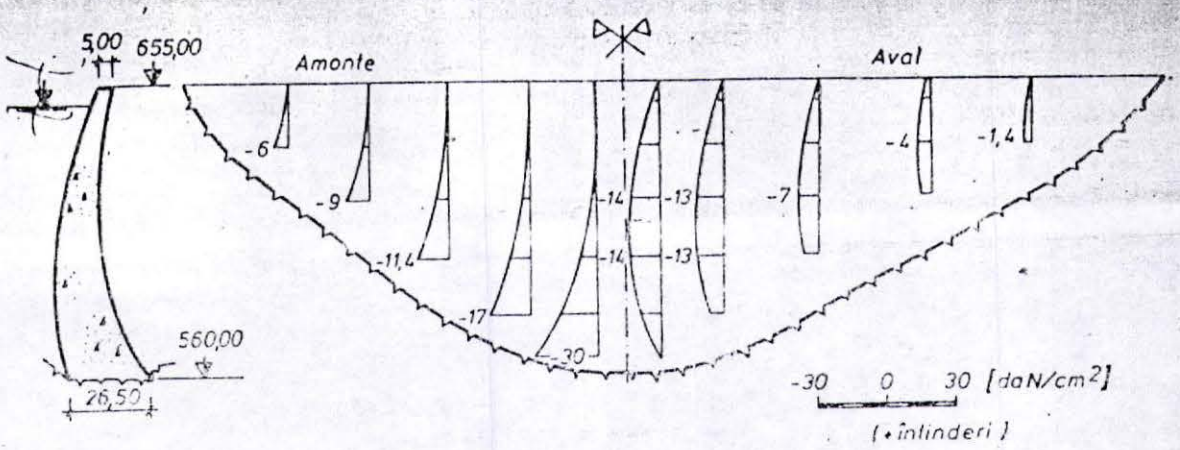


Fig. 4.201 — Barajul Poiana Ruscă — Secțiune maestră și eforturi pe console la malul drept din greutate proprie.

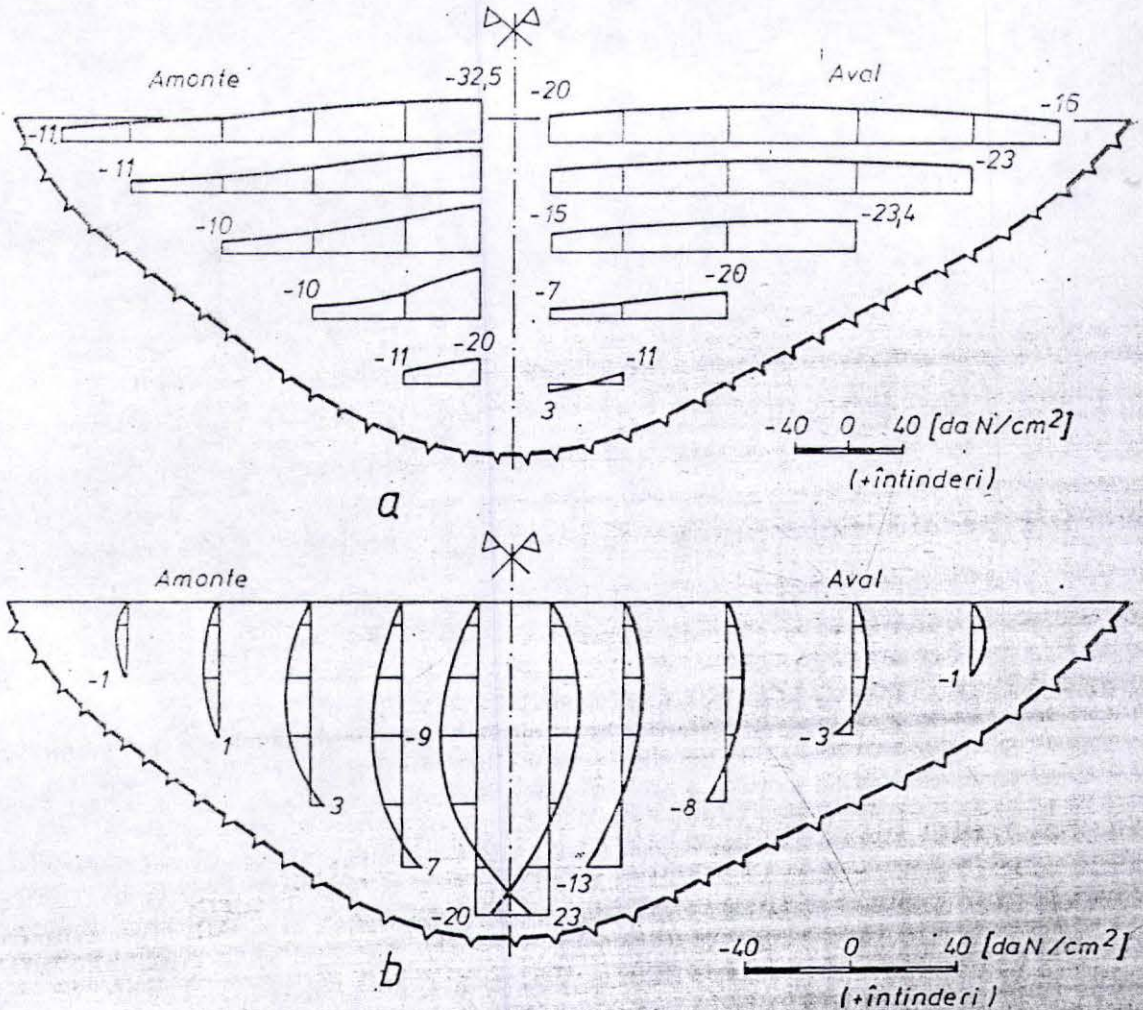


Fig. 4.202 — Barajul Poiana Ruscă — Diagrame de eforturi din presiune hidrostatică: *a* — pe arce; *b* — pe console.

[61]. Valea în amplasament deși morfologic cvasisimetrică prezintă asimetrii mecanice; în treimea superioară mal sting a barajului modulul de elasticitate a rocii este de 1000 MPa cu coeficient Poisson $\mu = 0{,}30$ comparativ cu 4000 MPa, $\mu = 0$ 20 la malul drept. În albie modulul de elasticitate este de 5000 MPa și coeficientul Poisson $\mu = 0{,}25$. Structura barajului cu dublă curbură, $H_{max} = 95$ m și lungimea desfășurată la coronament $L_d = 327{,}50$ m a fost concepută din punct de vedere a formei și variației grosimilor în așa fel ca să se asigure o simetrie a eforturilor în condițiile respectării restricțiilor de eforturi admisibile pe fundație ($\sigma_{ad}^{întindere} \leqslant 10$ daN/cm^2, $\sigma_{ad}^{compresiune} \leqslant 30$ daN/cm^2) și în beton ($\sigma_{ad}^{compresiune} \leqslant 50$ daN/cm^2). Ansamblul baraj-teren de fundare a fost discretizat cu elemente Brick 8 dispuse pe 3 rînduri pe grosimea structurii, și pe 6 nivele în zona de înălțime maximă. Discretizarea a cuprins în total 167 elemente finite în baraj și 140 în terenul de fundare.

Greutatea proprie a fost repartizată numai pe console (fig. 4.201) neglijîndu-se eventualele efecte ale conlucrării dintre ploturile cu rosturile neinjectate.

În figura 4.202 sînt ilustrate eforturile pe arce și console la malul drept din încărcarea cu presiune hidrostatică. Se observă că arcele sînt în permanență comprimate exceptînd o zonă limitată de la partea inferioară a ba-

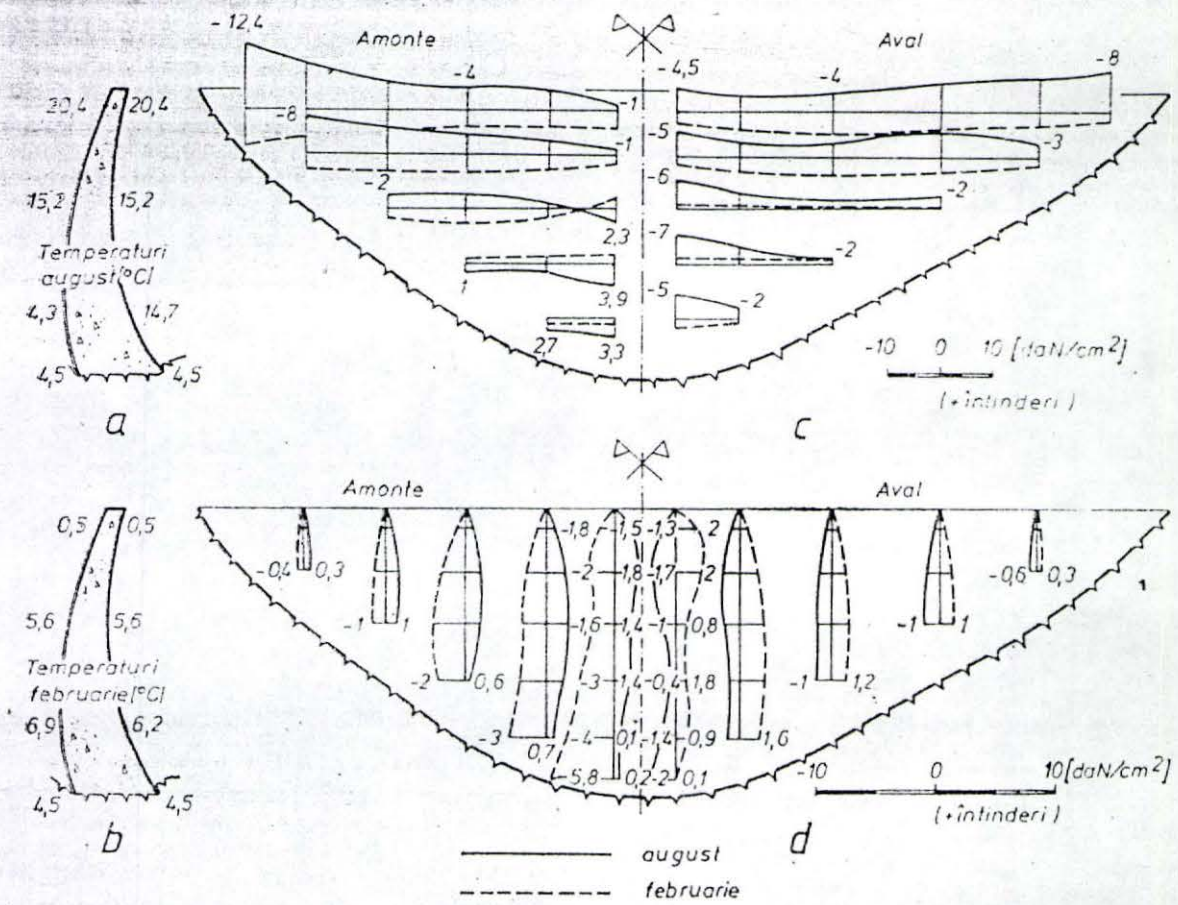


Fig. 4.203 — Barajul Poiana Ruscă. Diagrame de eforturi din variațiile de temperatură în luna august (linie întreruptă) și luna februarie (linie continuă): *a* — temperaturi în consola centrală în luna august; *b* — idem în februarie; *c* — eforturi termice pe arce mal drept; *d* — idem pe console mal drept.

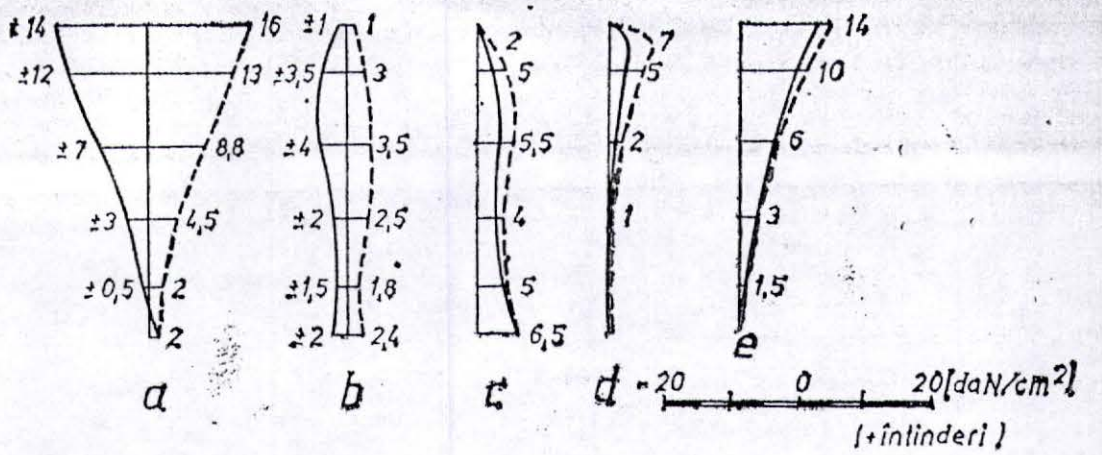


Fig. 4.204 — Barajul Poiana Ruscă. Eforturi și deplasări spectrale în secțiunea maestră pe arce și pe consolă provocate de cutremurul de proiectare cu a_{max}= 0,05 g; *a* — arce amonte; *b* — arce aval; *c* — consolă amonte; *d* — consolă aval; *e* — deplasări în mm (linie continuă — considerat numai modul fundamental, linie întreruptă — considerate 6 moduri proprii în calcul).

rajului la cheie aval. Pe console apar importante eforturi de înindere la piciorul amonte (25 daN/cm² în consola centrală) și întinderi moderate la paramentul aval exceptînd zona inferioară. Deplasările radiale maxime din presiunea hidrostatică se produc la coronament în secțiunea centrală ajungînd la valori maxime de 44 mm.

Variațiile de temperatură în raport cu temperatura corpului barajului la momentul închiderii rosturilor s-au considerat pentru luna cu creșteri maxime (august) și cea cu scăderi maxime (februarie).

Eforturile termice pe arce și console la malul drept în cele două ipoteze sînt ilustrate în figura 4.203. Deplasările radiale maxime se produc la coronament spre amonte 26 mm în luna august și spre aval 6 mm în luna februarie.

Eforturile seismice produse de cutremurul de proiectare orientat orizontal amonte-aval și cu accelerație maximă de 0,50 m/s² au fost evaluate după metoda analizei spectrale (fig. 4.204). Spectrul seismic de răspuns corespunde înfășurării spectrelor unui set de accelerograme artificiale generate în funcție de caracteristicile seismotectonice ale amplasamentului.

Optimizarea formei barajelor arcuite. Optimizarea formei barajelor arcuite este numai o alternativă. Optimizarea costului, a siguranței pe bază de cheltuieli generalizate, a tehnologiei de execuție sînt la fel de importante și nu pot fi separate sau ignorate. Aceste aspecte au fost subliniate la Consfătuirea Internațională asupra barajelor arcuite de la Coimbra, 1987, unde o secțiune a fost rezervată problemei formelor barajeior arcuite [62].

J. Martin (Franța) sublinia în cadrul secțiunii că au fost cazuri cînd forma cu dublă curbură acceptată ca optimă a trebuit să fie abandonată din motive de înscriere a lucrărilor asociate barajului.El a dat exemplul barajului Aigle din Franța unde înscrierea unui descărcător la coronament cu capacitatea de 4100 m³/s și a unei centrale hidroelectrice la piciorul aval al barajului a impus soluția cu baraj cilindric. Totodată se constată creșterea costului cofrajelor în raport cu costul volumului de beton al bargjului care orientează concepția barajelor arcuite către forme simplificate. Pe baza datelor

Tabelul 4.19

	Organizare șantier	Excavații	Betoane	Cofraje și rosturi	Injecții Foraje de drenaj Supraveghere	Total
Costuri procentuale din total	14	10	48	17	11	100

de la barajele arcuite realizate recent în Franța în tabelul 4.19 sînt prezentate costurile procentuale ale principalelor lucrări de construcție.

Optimizarea formei barajelor arcuite nu poate fi separată de terenul de fundare mai direct de capacitatea lui de a prelua încărcările transmise de baraj. Înlocuirea trasărilor cu arce circulare prin arce parabolice, cu trei centre sau mai rar eliptice a apărut necesară tocmai din condiția realizării unor incidențe satisfăcătoare ale arcelor cu versanții în văile triunghiulare și relativ largi.

Într-o primă etapă optimizarea formei barajelor arcuite s-a bazat pe aplicarea teoriei de membrană. Suprafața mediană a barajului este o suprafață cu dublă curbură a cărei formă optimă depinde de forma văii, variația grosimilor și încărcările externe. Aceste elemente fiind date, forma suprafeței mediane este determinată ca o suprafață de coincidență pentru încărcările din greutate proprie și presiune hidrostatică. Determinarea se face experimental, utilizînd o membrană din cauciuc elastic, forma suprafeței mediane fiind definită prin prelucrarea coordonatelor măsurate. Procedeul descris mai înainte a fost imaginat de *acad. prof. ing. Cristea Mateiescu* care l-a brevetat în 1938.

Aplicarea metodelor numerice și în special a elementelor finite dublate cu calculatoare electronice de performanțe superioare a creeat condiții pentru progrese remarcabile în domeniul optimizării formei barajelor arcuite. Sute de variante fără restricții de formă pot fi calculate într-un timp scurt, iar rezultatele pot fi prezentate compact (vizualizat) sub formă grafică și alfanumerică astfel că deciziile pot fi luate imediat. Pe această bază s-au dezvoltat procedeele de proiectare interactivă a barajelor arcuite. Ele se bazează pe analiza succesivă pe calculator a unor variante îmbunătățite prin intervenția directă a proiectantului pe parcursul desfășurării calculului pe baza interpretării datelor din variantele deja calculate.

Un pachet de programe pe ideea proiectării interactive, denumit GIS-FADD a fost dezvoltat la *ISMES-BERGAMO* [63]. Calculul barajelor arcuite se face prin diferențe finite cu metoda Ritter modificată luîndu-se în considerare efectele de torsiune și de forfecare [64]. Punctul de plecare în proiectarea unui baraj arcuit este dat de planul de situație digitizat al amplasamentului. Structura barajului este definită prin arce cu trei centre. Înscrierea la teren a barajului poate fi vizualizată și corectată. Forma propusă se calculează la grupări de încărcări din greutate proprie, presiune hidrostatică, variație de temperatură, cutremur. Prezentarea rezultatelor se face grafic și alfanumeric (fig. 4.205).

Barajele arcuite de formă liberă (oarecare) nu prezintă dificultăți speciale la calculul prin metoda elementelor finite. Forma liberă se definește

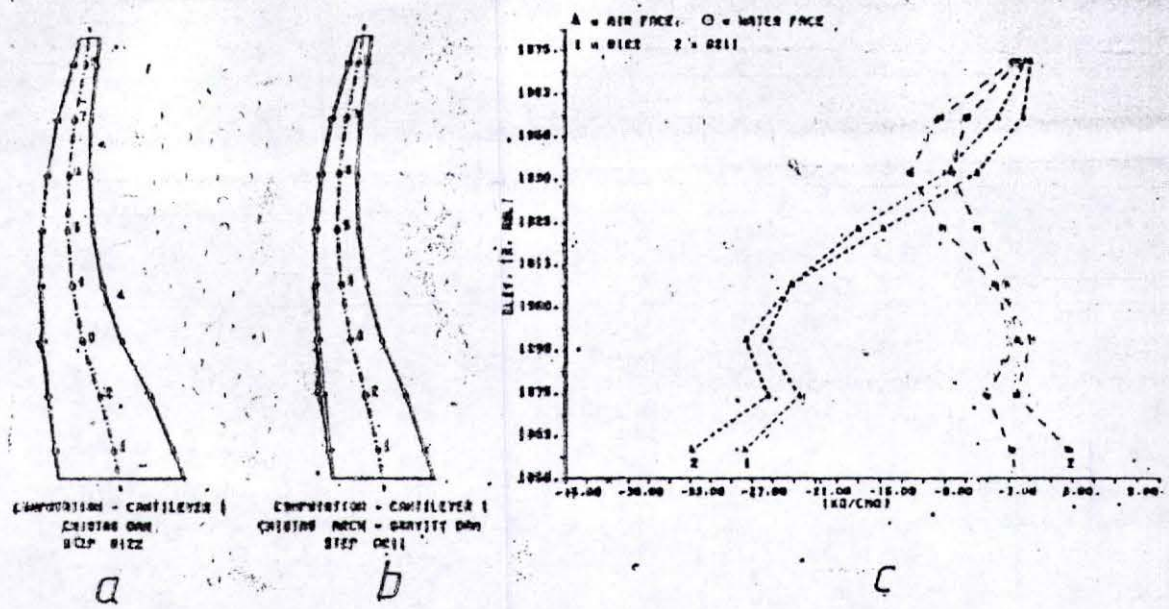


Fig. 4.205 — Programul GISFADD (ISMES-Bergamo). Două variante (*a*, *b*) pentru secțiunea centrală a barajului Chiotas cu comparația eforturilor verticale din greutate proprie și presiune hidrostatică (*c*).

printr-un număr finit de puncte pe structură care servesc la trasarea ei. Suprafața barajului este unic determinată de poziția punctelor alese și de funcții de interpolare convenabil alese care dau poziția suprafeței între punctele definite.

O metodologie de trasare a barajelor arcuite de formă liberă a fost propusă de *W. Stensch* [65] (fig. 4.206). Punctele impuse se aleg într-un număr de plane orizontale la cote arbitrare. Funcțiile de interpolare sînt arce de elipsă.

Racordarea segmentelor eliptice, orizontale, între punctele impuse și verticale între plane se realizează în două etape:

— se determină pantele în toate punctele de intersecție, prin utilizarea unui set de curbe conice;

— se calculează parametrii segmentelor eliptice pe baza pantelor determinate în prima etapă.

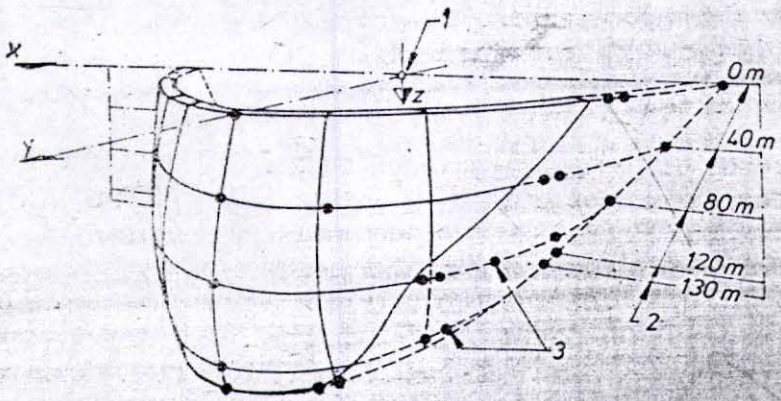


Fig. 4.206—Trasarea unui baraj arcuit de formă liberă [65]: *1* — sistemul de referință; *2* — plane orizontale alese arbitrar; *3* — puncte impuse.

Conicele căutate în prima etapă au forma:

$$CX^2 - 2DXY + EY^2 + 2FX - 2GY + 1 = 0 \qquad (4.171)$$

unde C, D, E, F, G sînt constante determinate din condiția de trecere a conicei prin cinci puncte impuse.

O curbă care trece prin n puncte determină pe ea $n-1$ segmente. Fiecare segment trebuie să verifice simultan patru condiții: două sînt de trecere prin punctele impuse la cele două capete și două de tipul impunerii tangentelor la capete, egale ca valoare cu tangentele determinate în prima etapă.

Segmentele căutate se aleg de forma:

$$\left(\frac{X' - H}{A}\right)^2 + \left(\frac{Y' - K}{B}\right)^2 = 1 \qquad (4.172)$$

unde A, B, H, K sînt constante ce se determină din condițiile menționate mai înainte, iar X', Y' coordonatele intrinseci ale elipsei.

După trasarea barajului, calculul eforturilor se face după metoda sarcinilor de probă. Pe baza interpretării eforturilor, utilizatorul aduce modificări în coordonatele punctelor impuse și se trece la iterația următoare. Autorul arată că o iterație completă durează două zile, chiar în condițiile calculului automat și a reprezentării automate grafice a rezultatelor. În consecință numărul de variante care pot fi analizate este foarte limitat.

P. Suprovici combină o metodologie de trasare a barajelor arcuite de formă liberă cu un sistem de testare prin care calculatorul decide singur asupra drumului de optimizare a trasării. Criteriul de optimizare este volumul minim de beton al barajului. Restricțiile sînt fizice, de limitare la valori admisibile a eforturilor principale σ_1 și σ_2 de la paramentele amonte și aval ale barajului. Restricțiile sînt puse pentru înfășurătorile eforturilor principale calculate separat în zone care fragmentează suprafața barajului [45].

Trasarea barajului de formă liberă se bazează pe un număr suficient de coordonate generalizate care definesc suprafața mediană si grosimile barajului. Pentru racordarea punctelor impuse definite de coordonatele generalizate se folosesc funcții spline.

Calculul eforturilor se face prin metoda elementelor finite. Discretizarea atît a structurii barajului cît și a terenului de fundare se face cu elementele Brick 8 încorporate în programul SAP-IV. Discretizarea se generează automat pe baza unui volum redus de date de intrare. Sintetic exprimat, programul general de optimizare elaborat, OPTAR are inclus un procesor de generare automată a discretizării și un procesor de calcul cu elemente finite. De asemenea pot fi activate interactiv numeroase funcții de reprezentări grafice. Plecînd de la constatarea că timpul de calcul poate fi uneori foarte mare, programul OPTAR a fost conceput reentrant, adică să fie reluabil din orice punct al său în care a fost întrerupt pe parcursul rulării.

Calculul practic începe cu generarea unei trasări inițiale a ansamblului baraj-teren de fundare, care apoi este verificată din punctul de vedere al stării de efort în ipotezele lac plin și lac gol și optimizată iterativ.

În figurile 4.207, 4.208 și 4.209 sînt ilustrate cîteva rezultate obținute în studiul de optimizare cu programul OPTAR al barajului Poiana Ruscă ($H = 95$ m, $L_d/H = 3{,}1$). Restricțiile în eforturi principale au fost de maximum 50 daN/cm² la compresiune si 10 daN/cm² la întindere.

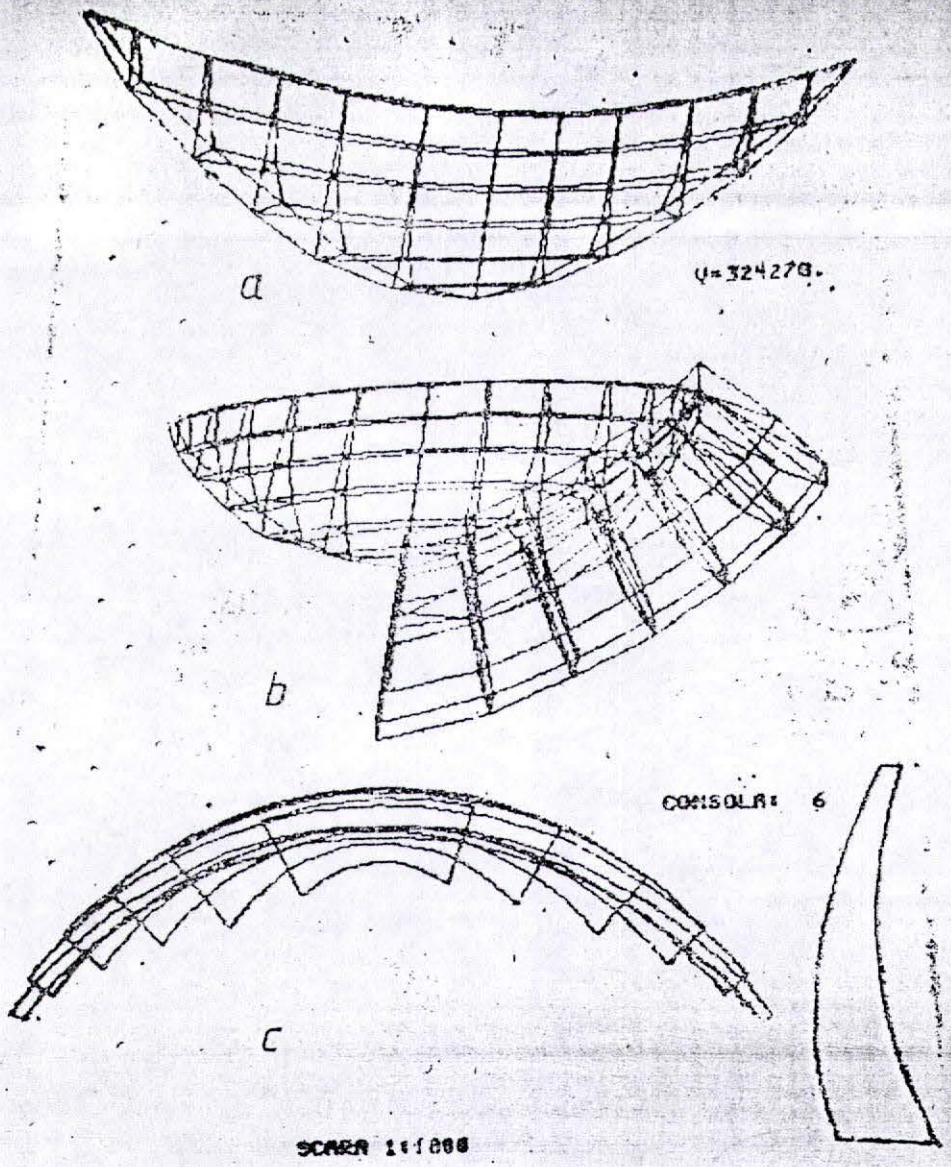


Fig. 4.207. — Varianta optimizată cu programul OPTAR a barajului Poiana Ruscă [45]: *a* — perspectivă conică dinspre amonte; *b* — perspectivă aval cu prezentarea parțială a discretizării fundației; *c* — trasarea spline.

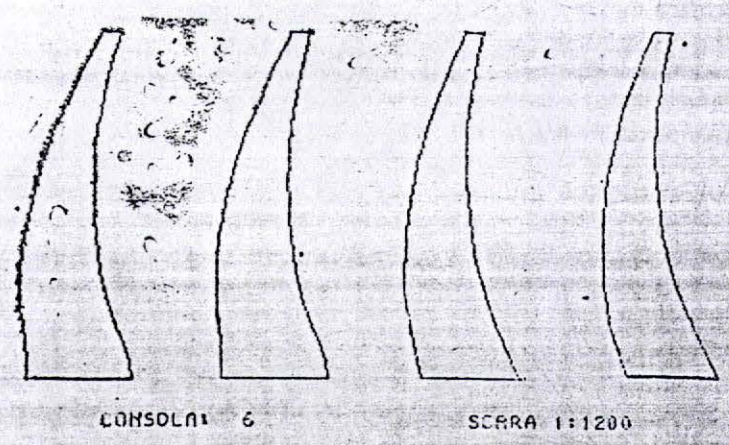
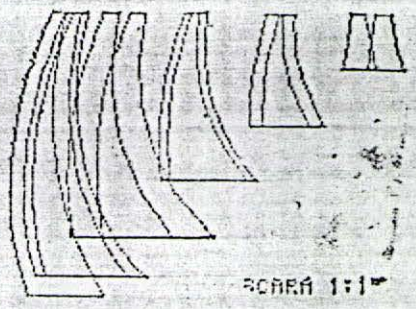


Fig. 4.208 — Barajul Poiana Ruscă. Evoluția consolei maestre în procesul de optimizare [45].

Fig. 4.209. — Barajul Poiana Ruscă. Reprezentarea în proiecții radiale a consolelor în varianta optimizată [45]



În varianta inițială (fig. 4.208) eforturile principale minime de întindere de circa 10 daN/cm² au apărut la piciorul amonte în consola maestră și ipoteza lac plin. Cele mai mari eforturi de compresiune au rezultat tot în consola maestră, dar la piciorul aval. După efectuarea a șase pasi de optimizare, forma barajului s-a corectat în modul următor (fig. 4.207, 4.208, 4.209):

— consola maestră s-a subțiat și s-a rotit ușor către amonte;

— arcele s-au curbat mai pronunțat atît prin deplasarea către amonte a consolei maestre cît și prin retragerea către aval a nașterilor.

Structura optimizată menține eforturile principale în limita celor admisibile, dar realizează o economie de beton de circa 22 000 m³, ceea ce reprezintă 7% din volumul structurii inițiale.

Exemplul ilustrează posibilitățile largi oferite de tehnicile actuale de calcul pentru realizarea unor ,structuri cu eficiență sporită.

Analiza stabilității versanților. Accidentele cele mai grave din istoria barajelor arcuite s-au produs datorită cedării terenului de fundare în amplasamentul barajului (*Malpasset*, 1959) sau în chiuveta lacului (*Vaïont*, 1963).

Problemele privind siguranța barajului implicate de comportarea terenului de fundare și cu deosebire a versanților care preiau încărcări importante transmise prin arce pot fi schematizate în trei categorii:

— rezistența sau siguranța lor împotriva cedării;

— deformațiile lor sub încărcările transmise de baraj și efecteie lor asupra structurii;

— efectele infiltrațiilor apei din lac prin fisurile din rocă.

Informații de importanță maximă privind starea tridimensională de eforturi în ansamblul baraj-teren de fundare furnizează analizele prin metoda elementelor finite. Zonele în care apar eforturi de întindere sînt potențial zone în care pot apare fisuri pe care apoi presiunile din infiltrațiile apei din lac le pot extinde.

Poziția rezultantei încărcărilor din baraj față de direcția versantului are un rol esențial asupra stării de eforturi. În figura 4.210 se exemplifică o situație specială în care a apărut necesară turnarea unui soclu de beton între nasterea arcului și versant, pentru a asigura o transmitere satisfăcătoare a încărcării. Analiza a fost efectuată cu elemente finite. Se evidențiază zonele de rocă întinsă la amonte de nasterea arcului.

P. Londe arată că în situația cînd în terenul de fundare apar suprafețe mari de separare cum sînt falii majore, rosturi umplute cu argilă, plane de stratificații, comportarea masivului este în totalitate condiționată de stabilitatea la alunecare de-a lungul acestor discontinuități [66]. În cadrul volu-

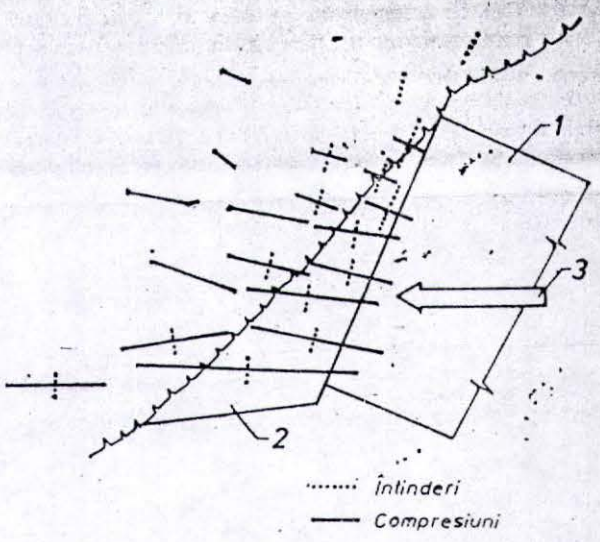


Fig. 4.210 — Eforturi principale în versant în zona naşterilor unui arc: *1* — naşterea arcului; *2* — soclu de beton; *3* — rezultanta încărcărilor din baraj.

mului total decupat prin aceste suprafeţe de discontinuităţi majore, comportarea internă şi interacţiunea între volumele de rocă componente nu modifică cu nimic condiţiile de echilibru limită ale volumului total.

Un model de analiză a stabilităţii versanţilor pe volume tetraedrice decupate din rocă în funcţie de planeie geologice de separare a imaginat *P. Londe* (fig. 4.211). Mecanismele care au condus la accidentele grave de baraje arcuite menţionate la începutul acestui punct corespund modelului semnalat mai înainte. El se bazează pe verificarea condiţiior de echilibru limită (stabilitate la alunecare) pe suprafeţele de alunecare ale tetraedrului.

Încărcările care se consideră sînt următoarele: greutatea proprie a tetraedrului, împingerea din baraj, forţe provenite din infiltraţii pe toate cele trei suprafeţe. După caz se pot, de asemenea, considera forţele inerţiale seismice. Rezolvările se pot face grafic sau analitic [66, 9].

Rezstenţa la forfecare pe planele de discontinuitate nu este afectată de factorul de scară dacă se ia în consideraţie numai rezistenţa reziduală ($\varphi = \varphi_r$, $c = 0$). Aceasta înseamnă că rezultatele măsurătorilor pe probe de dimensiuni mici sînt aplicabile la întreaga suprafaţă. Pe de altă parte, neluarea în consideraţie a efectelor deformaţiilor terenului de fundare asupra condiţiilor de echilibru limită impune mai multă prudenţă în stabilirea rezistenţelor de forfecare. Această observaţie pledează pentru considerarea

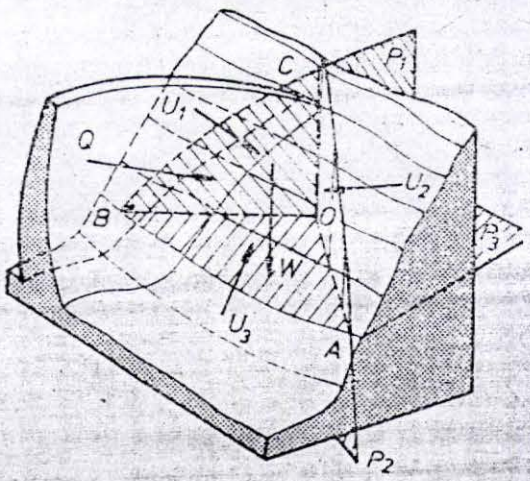


Fig. 4.211 — Model tridimensional de analiză a stabilităţii versanţilor în amplasamentul barajelor arcuite (*Londe*, 1973): *OABC* — tetraedru; P_1, P_2, P_3 — planele de separare geologică; U_1, U_2, U_3 — orţe din presiunea apei de infiltraţie; W — greutatea proprie; Q — rezultanta împingerilor din baraj.

în calcule a rezistențelor de forfecare reziduale. Coeficienții de siguranță la alunecare pe planele de discontinuitate după practica sovietică se recomandă 1,6 ... 2,0 în calcule la combinații de încărcări fundamentale și 1,25 ... ... 1,50 la combinații de încărcări speciale [9].

4.12. BARAJE DIN ROLLCRET

Generalități. De-a lungul unei lungi perioade în jumătatea a doua a secolului XX, tehnologia de execuție a barajelor de beton cuprinzînd cofrarea, prepararea, transportul și punerea în operă a betonului, tratarea betonului turnat și a rosturilor de lucru sau permanente nu a înregistrat îmbunătățiri substanțiale. În aceiași perioadă de timp s-au înregistrat însă progrese spectaculoase în tehnologia de execuție a barajelor din umpluturi prin mecanizarea largă a proceselor tehnologice și introducerea sistemului de lucru în straturi vibrocompactate.

Rollcretul sau betonul cilindrat este un amestec de nisip și pietriș care conține dozaje relativ reduse de ciment și cenușă. Amestecul este transportat, descărcat, împrăștiat și pus în operă la fel ca umpluturile barajelor de pămînt. Astfel rollcretul este pus în operă prin vibrocompactare în straturi subțiri care se extind pe toată lungimea barajului eliminînd necesitatea cofrajelor interioare. După punerea în operă, rollcretul se întărește devenind o adevărată masă de beton. Calitatea de beton a rollcretului oferă avantaje evidente dar obținerea unei calități corespunzătoare a produsului final impune rezolvarea corespunzătoare a unor probleme.ca: dozajul materialelor,dimensiunea maximă a agregatelor, segregarea ametecului la locul de punere în operă, grosimea stratului și timpul de revenire pe strat, tratarea rosturilor de lucru orizontale, oportunitatea rosturilor transversale, drenarea infiltrațiilor.

În condițiile rezolvării corespunzătoare a problemelor menționate mai înainte, rollcretul constituie o soluție economică de largă perspectivă pentru construcția barajelor. Avantajele principale ale metodei constau în reducerea substanțială a cantităților de materiale de umplutură în comparație cu barajele tradiționale din umpluturi (de piatră sau pămînt), creșterea gradului de mecanizare și reducerea substanțială a lucrărilor cu consum de manoperă comparativ cu barajele de beton. Se menționează de asemenea reducerea substanțială a cofrajelor interioare și la paramentul aval, posibilitatea de amenajare a barajelor din rollcret pentru descărcarea apelor mari. Barajele din rollcret oferă condiții pentru reduceri importante a duratelor de execuție și a costurilor în comparație cu soluțiile tradiționale.

Aplicarea rollcretului în construcția barajelor a fost precedată de îndelungate cercetări de laborator și teren (piste experimentale) precum și de folosirea lui într-o primă etapă la părți de lucrări sau lucrări de importanță mai redusă (batardouri, betoane de umplutură etc.). Cercetările sistematice au început în jurul anului 1970. Prima aplicare notabilă a noului procedeu poate fi considerată umplutura realizată pentru repararea barajului de pămînt Tarbela (Pachistan) după avariile de la prizele de apă turn (1974). În

Japonia primul batardou din rollcret a fost realizat după doi ani (1974) de la începerea cercetărilor, iar primul baraj din rollcret după opt ani (1980).

Pe plan internațional, în etapa actuală soluțiile cu baraje din rollcret se aplică cu frecvență sporită în tot mai multe țări și sînt considerate cu reale perspective pentru viitor. Între țările în care s-au aplicat rollcretul pentru construcția de baraje sau a unor părți componente ale unor amenajări hidrotehnice se citează: S.U.A., Japonia, U.R.S.S., Anglia, Franța, Germania, Spania și altele.

În 1986, în SUA erau realizate sau in curs de construcție nouă baraje sau părți componente ale lor din rollcret, avînd înălțimi cuprinse între 10 și 88 m. În curs de proiectare se aflau patru baraje, cel mai înalt avînd 110 m. În comparație cu metodele tradiționale, soluțiile cu rollcret au asigurat la barajele construite din SUA scurtări de 1,5...2,0 ori a duratelor de execuție, reduceri cu 20...50% a costurilor, economii importante de manoperă (consum 0,0052 om-zi/m³ rollcret) și ciment.

Exemplificări. În tabelul 4.20 sînt prezentate unele date referitoare la lucrări hidrotehnice sau baraje din rollcret.

Barajul Willow Creek (fig. 4.212) din nord-vestul SUA a fost realizat cu scopul de control al viiturilor, irigații și agrement. Folosirea rollcretului a permis o reducere cu 75% a volumului total de materiale necesare în soluția alternativă de baraj de piatră cu nucleu de argilă. În plus, descărcătorul de ape mari, avînd o capacitate de descărcare de 2597 m³/s a putut fi amplasat în corpul barajului. Durata estimată a realizării corpului din rollcret al barajului (307 000 m³) a fost de 17 săptămîni [67].

În corpul barajului s-au folosit patru tipuri de rollcret în funcție de starea de solicitare zonală. Unele date asupra dozajelor folosite și a rezistențelor obținute sînt prezentate în tabelul 4.21.

Pe baza experienței de la Willow Creek se consideră că dozarea strictă a agregatelor caracteristică betoanelor de baraje nu apare necesară în cazul rollcretului. Un rollcret corespunzător se poate obține folosind balast natural fără sortare suplimentară sau concasare. Punerea în operă la barajul Willow Creek s-a făcut în straturi de 30 cm grosime, compactate cu rulouri vibratoare de 9 072 kg și frecvență de vibrație de minimum 1 400 cicli/min. Rulouri

Tabelul 4.20

Denumirea barajului	Țara	Înălțimea maximă [m]	Lucrarea realizată din rollcret	Volum rollcret	Anul construcției
Willow Creek	SUA	51,2	baraj	307 000	1982
Tamagawa	Japonia	100	baraj	140 000	1983 ... 85
Shimajigawa	Japonia	89	baraj		1980
Ohkawa	Japonia	76	disipator	300 000	1980
Shin-Nakano	Japonia	75	disipator	150 000	1981
Upper Stillwater	SUA	87	baraj	1 070 000	1985 (proiect)
Olivettes	Franța	36	baraj		1987
Bureisk	URSS	136,4	interior corp baraj		1986 ... 88

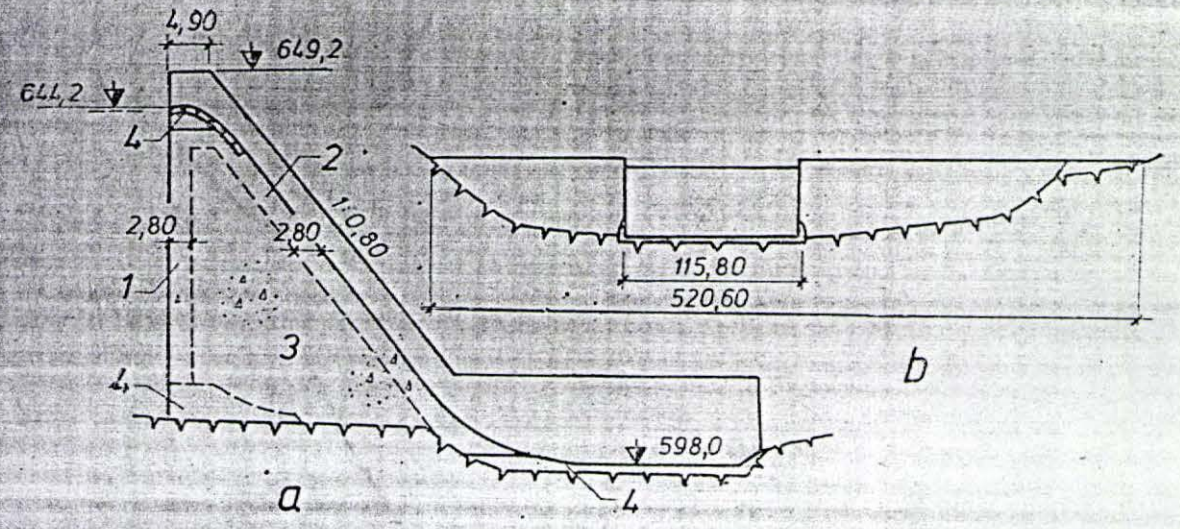


Fig. 4.212 — Barajul Willow Creek (SUA): *a* — secțiune transversală prin zona deversantă; *b* — vedere din aval; *1, 2, 3, 4* — zonarea rollcretului în corpul barajului (vezi tabelul 4.21).

Tabelul 4.21

Zona de folosire a tipului de rollcret	Dozaj ciment [kg/m³]	Dozaj cenușă de filtru [kg/m³]	Dimensiune maximă agregate [mm]	Greutate volumetrică [daN/m³]	Rezistența la compresiune la 90 zile [MPa]
Parament amonte	104	—	76	2531	15
Parament aval	104	47	76	2531	19
Interior corp baraj	47	19	76	2531	8
Deversor, disipator, picior amonte baraj	186	80	38	2531	33

mai mici au fost necesare pentru spațiile înguste și din apropierea paramentului amonte care a fost singurul cofrat. Paramentul aval nu a necesitat cofrare, el realizîndu-se prin panta naturală a amestecului de rollcret.

Concepția barajului Tamagawa (fig. 4.213) a beneficiat de experiența obținută de la celelalte baraje japoneze din rollcret, executate la data realizării lui (tabelul 4.20) [68]. Zonele de paramente și vecine fundației pe grosime de 1,50...2,50 m se realizează din betoane vibrate obișnuite. Rollcretul se folosește pentru interiorul corpului barajului. Dimensiunea maximă a agregatelor limitată anterior la 80 mm, din motive de segregare, a fost mărită la 150 mm. De asemenea grosimea straturilor la punerea în operă a fost crescută la 75 cm în vederea reducerii numărului de rosturi orizontale. Unele date asupra compoziției rollcretului se dau în tabelul 4.22.

În baraj au fost practicate rosturi transversale la distanțe de 15 m în zona nedeversantă și 18 m în cea deversantă. Ele s-au realizat cu o mașină vibratoare de tăiat rosturi. Tăieturile au fost făcute imediat după împrăștierea rollcretului și au fost conservate prin introducerea unor plăci de oțel.

Compactarea rollcretului s-a făcut cu rulou vibrator de 7 t, 1 km/h viteza de circulație și 12 treceri pe strat. Finisarea s-a făcut cu rulou neted de 26 t și 6 treceri pe strat. Pe direcție longitudinală corpul barajului a fost fragmentat transversal cu cofraje în două sau trei părți pentru armonizarea capacităților de producție și punere în operă cu timpul de revenire la o nouă fîșie din strat (fig. 4.214).

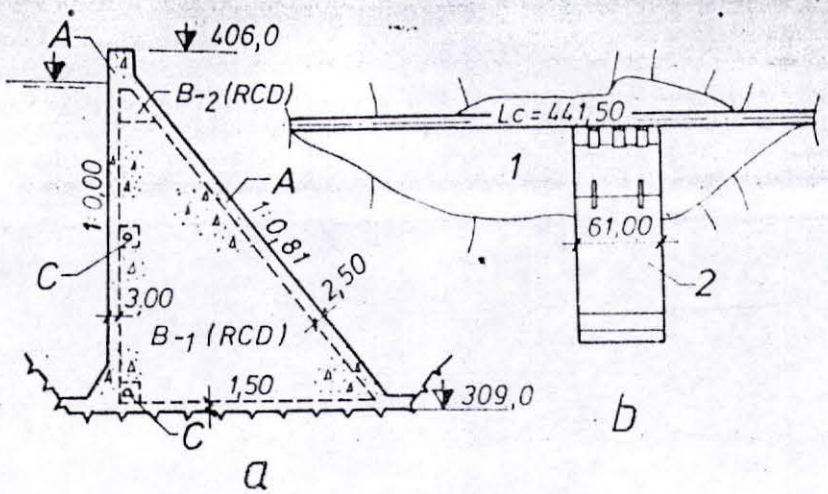


Fig. 4.213 — Barajul Tamagawa (Japonia): *a* — secțiune transversală; *b* — vedere în plan; *1* — corp baraj; *2* — bazin disipator de energie; *A* — beton vibrat de paramente; B_1, B_2 — rollcret; *C* — beton vibrat în zona galeriilor.

Tabelul 4.22

Zona de corp baraj	Dozaj ciment + cenușă (C + F) [kg/m³]	Raport cenușă / ciment + cenușă	Raport apă / ciment + cenușă	Dimensiune maximă agregate [mm]	Dozaje agregate la [m³]	
					nisip [kg]	pietriș [kg]
B_1	130	0,30	- 0,73	150	657	1544
B_2	160	0,30	0,66	150	523	1582

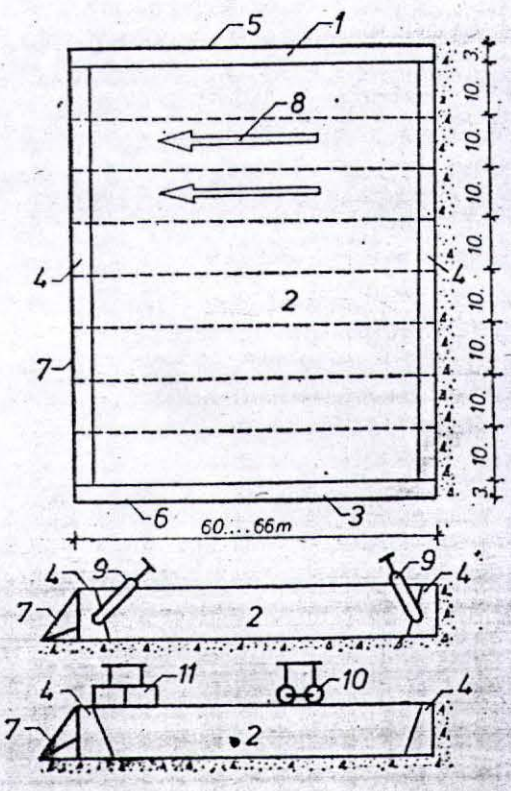


Fig. 4.214 — Schema betonării barajului Tamagawa: *1* — beton parament amonte A_1; *2* — rollcret B_1; *3* — beton parament aval A_2; *4* — rollcret B_2; *5* — cofraj amonte; *6* — cofraj aval; *7* — cofraj transversal; *8* — direcția de betonare; *9* — vibrator; *10* — rulou vibrator; *11* — rulou neted.

Timpul de revenire pe strat a fost prevăzut la 3 zile. Rosturile de lucru orizontale s-au tratat ca rosturi obișnuite de beton. Legătura cu stratul suport a noului strat se realizează prin împrăștierea unui strat subțire de mortar la fel ca în tehnologia de la barajele tradiționale de beton. Folosirea rollcretului la barajul Tamagawa a condus la economii de ciment de 11% și economii de cost de 10% comparativ cu varianta clasică din beton.

Barajul Upper Stillwater ($H = 87$ m) este primul baraj din rollcret prevăzut la paramente cu cofraje prefabricate care rămîn înglobate în beton (fig. 4.215) [69]. Dozajele de materiale în rollcret depind de funcțiunile prevăzute în corpul barajului. Astfel conținutul de ciment + cenușă poate varia între 180 și 670 kg/m³ din care cenușa reprezintă 0...75% din volum. Dimensiunea maximă a agregatelor poate fi acceptată de 150 mm, totuși probleme de segregare pe strat limitează dimensiunea la 50...75 mm.

În tabelul 4.23 se prezintă un exemplu de rețetă pentru 1 m³.

Punerea în operă a rollcretului urmează să se facă în straturi de 30 cm realizate din versant în versant (lungimea la coronament a barajului este de 823 m). În straturile experimentale cu grosimi mai mari de 36 cm au apărut frecvent goluri și s-a redus rezistența de contact între straturi. Revenirea pe strat în cadrul unui interval de 18 ore asigură o bună legătură între straturi. Revenirea după 18...48 ore este riscantă deoarece frecvent straturile rămîn nelegate. Revenirea la intervale mai mari de 48 ore asigură legarea straturilor dar cu rezistențe de contact mai scăzute. Amestecul de rollcret s-a prevăzut cu pastă mortar suficientă care înlătură necesitatea unui strat special de mortar de legătură între straturi.

Rosturile de lucru orizontale trebuie curățite înaintea acoperirii lor cu stratul nou de rollcret. Jeturile de aer + apă nu se recomandă deoarece deteriorează suprafața de rollcret de vîrstă mai mică de 48 ore și împiedică dezvoltarea rezistențelor pe contact. Folosirea unui aspirator cu vacuum a dat rezultate bune în cazul barajului Upper Stillwater.

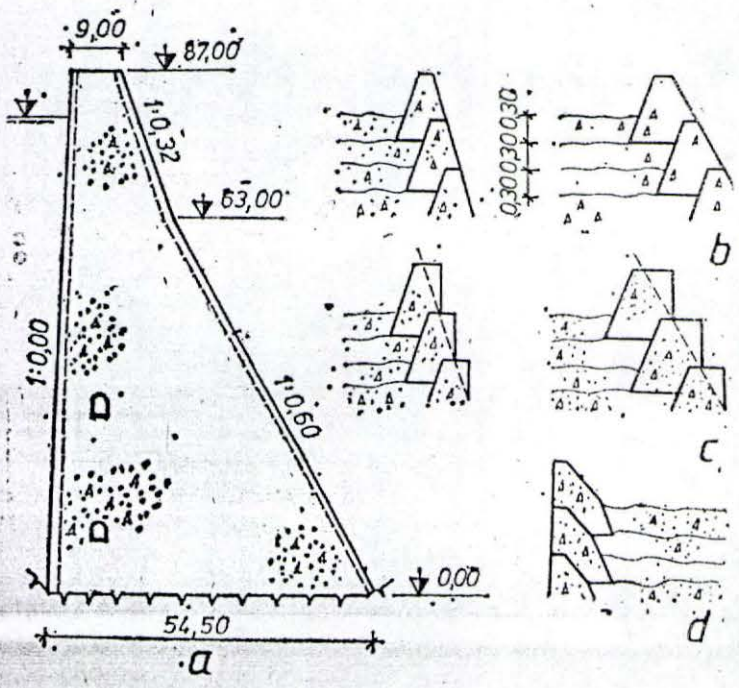


Fig. 4.215 — Barajul Upper Stillwater (SUA): *a* — secțiune transversală tip; *b* — cofraje prefabricate parament aval deversant; *c* — idem parament aval nedeversant; *d* — idem, parament amonte.

Tabelul 4.23

Ciment [kg/m³]	Cenușă de filtru [kg/m³]	Apă [kg/m³]	Aer	Nisip [kg/m³]	Agregate		Greutate volumetrică [kg/m³]	Rezitență la 90 de zile [kPa]	
					1"...4" [kg/m³]	4"...6" [kg/m³]		compresiune	întindere
59	130	82	—	514	570	466	2323	19100	965

Proprietățile și controlul calității rollcretului. Studiile efectuate asupra compoziției optime a materialelor într-un beton cilindrat, a corelației dintre componenți și proprietățile finale ale amestecului nu s-au cristalizat pînă în prezent în concluzii general acceptate [70].

La punctul precedent s-au exemplificat rețetele de rollcret folosite pentru mai multe baraje din SUA și Japonia. Rollcretul este mai puțin sensibil cu curba granulometrică a agregatelor, astfel că economii importante se pot obține folosind balast natural fără sortări prealabile sau cu adaosuri minime sortate.

În Japonia se utilizează agregate cu dimensiunea maximă de 150 mm separate în patru sorturi ca pentru betoanele convenționale; în SUA din motive de segregare la punerea în operă, dimensiunea maximă admisă este de 76 mm în două sorturi. Cercetările din URSS s-au efectuat pe amestecuri cu două sorturi și dimensiunea maximă a agregatelor de 80 mm [71].

Teoriile asupra dozării optime variază de la tehnologia betonului convențional la metodele de studiu a densității pămînturilor (densitatea Proctor). În marea majoritate a utilizărilor, rollcretul conține adaos de cenușă de filtru cu scopul ameliorării lucrabilității. Dozajele acceptate de cenușă de filtru după diverși autori variază între 20 și 80% în raport cu cantitatea de ciment. Totodată amestecul trebuie să conțină o cotă parte suficientă de pastă de mortar, cel puțin 41% din volumul total [70], pentru a se asigura o bună legătură între straturi.

Raportul apă / ciment în cazul rollcretului își pierde semnificația din cazul betonului convențional, cînd acest raport era păstrat la minimul necesar pentru hidratarea cimentului. În cazul rollcretului, conținutul de apă trebuie să asigure o bună compactitate a amestecului. Dacă amestecul este prea umed ruloul vibrator ar putea să se scufunde, în schimb dacă este prea uscat procesul de compactare nu se poate realiza. În mod uzual raportul apă/ciment + cenușă în amestecul de rollcret se acceptă în domeniul 0,6...1,0.

În figura 4.216 sînt ilustrate rezultatele unor cercetări efectuate pentru barajul Tamagawa asupra dozajului optim de apă în amestecul de rollcret. Prima diagramă se referă la amestecul de mortar de legătură între straturi care se prepară cu dozaj sporit de ciment. În final pentru rollcretul obișnuit, din motive de lucrabilitate, conținutul de apă s-a fixat la 95...100 l apă / m³ amestec, ceea ce revine la un raport apă / ciment + cenușă de 0,73...0,77.

Testele uzuale de laborator asupra calității amestecului de rollcret sînt cele obișnuite pentru betoanele de baraje. Un test curent pentru consistența amestecului este testul pe masa vibrantă.

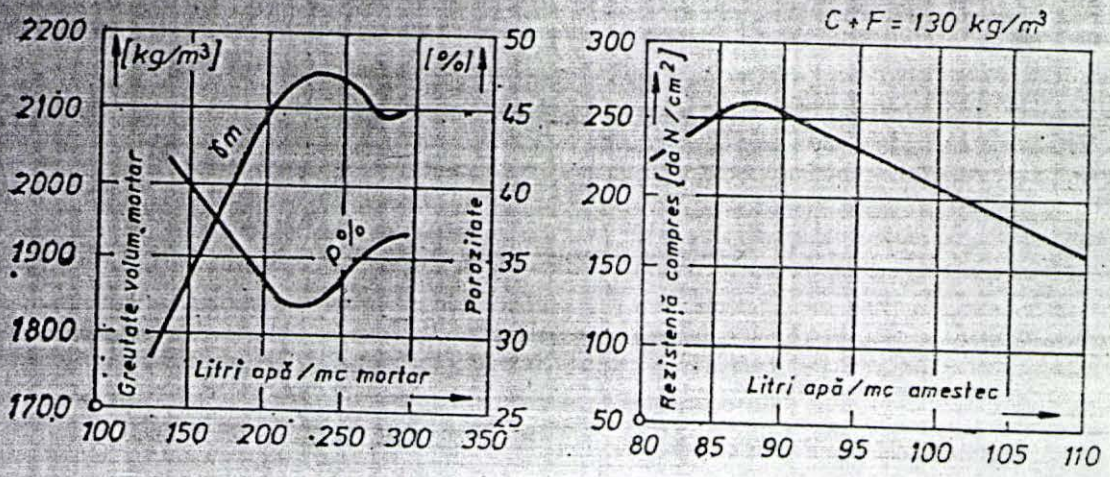


Fig. 4.216 — Rezultate în cercetările privind dozajul optim de apă în amestecul de rollcret (C — ciment; F — cenușă de filtru) [67].

Testele care se fac la locul de turnare a rollcretului sînt asemănătoare celor pentru barajele de pămînt compactate. Pe lîngă examinările lucrabilității și calității rollcretului proaspăt, prin observații vizuale și diverse determinări, se fac încercări pe rollcretul întărit de vîrste diferite prin prelevare de carote cu diametre de 200 mm și 300 mm.

Unul din cele mai importante teste la locul de turnare este cel de stabilire a numărului optim de treceri ale vibrocompactorului și de control al compactării. Metoda cea mai folosită se bazează pe extragerea de carote prin forare care se testează asupra greutății volumetrice, rezistențelor la compresiune / întindere și calității rosturilor orizontale de lucru dintre straturi.

În figura 4.217 se ilustrează rezultatele unor studii de la barajul Willow-Creek asupra variației rezistenței la compresiune cu vîrsta rollcretului și dozajul de ciment + cenușă de filtru. Se poate remarca efectul favorabil al cenușii de filtru asupra rezistenței la compresiune pe lîngă cel de îmbunătățire a lucrabilității amestecului amintit mai înainte. De asemenea din compararea dreptelor 3 (rollcret) și 2 (beton obișnuit) se poate afirma că tehnologia vibrocompactării conduce la performanțe superioare față de tehnologia tradițională a vibrării betoanelor în condiții echivalente.

Calitățile mecanice și de rezistență ale rollcretului sînt de strictă necesitate pentru dimensionări și verificări structurale. Unii autori susțin necesi-

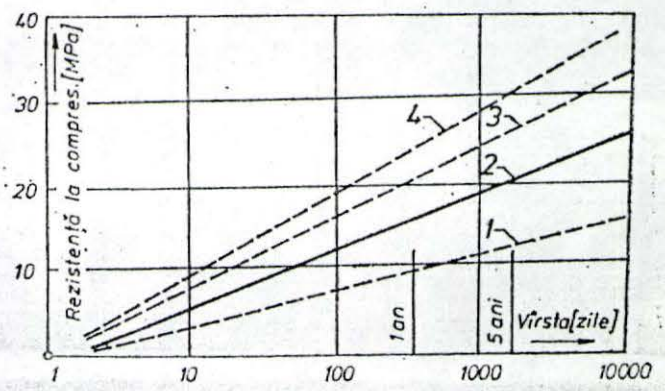


Fig. 4.217 — Variația rezistenței la compresiune cu vîrsta rollcretului și dozajul de ciment (C) și cenușă de filtru (F): *1* — $C + F$ = (48+ + 19) kg; *2* — beton vibrat obișnuit $C + F$ = (92+39) kg; *3* — $C + F$ = (104+0) kg; *4* — $C + F$ = (104+ 48) kg.

Tabelul 4.24

Vîrsta probei în zile	Probe de laborator				Carote extrase de pe pista experimentală				
	Compresiune		Întindere		Compresiune		Întindere		
	Modul de elasticitate [10^6kPa]	Rezistența la rupere [kPa]	Modul de elasticitate [10^6kPa]	Rezistența la rupere [kPa]	Modul de elastici ate [0^6kPa]	Rezistența la rupere kPa	Modul de elasticitate [10^6kPa]	Rezistența la rupere [kPa]	
								cu rost	fără rost
7	—	7650	—	—	—	—	—	—	—
28	6,3	11200	—	758	11,03	18500	—	896	1140
90	—	19100	—	965	14,48	21200	—	1380	1380
180	11,7	28000	7,0	1310	16,20	23000	22,13	793	1550
365	12,1	34000	11,03	1520	14,69	25100	20,27	1760	1620

sitatea unor încercări de tracțiune pe epruvete de rollcret pe lîngă cele tradiționale de compresiune. Astfel de încercări s-au efectuat pentru barajul Upper Stillwater atît pe probe de laborator cît și pe carote extrase de pe pista experimentală realizată pe amplasamentul barajului. Unele caracteristici ale rollcretului preparat după rețeta din tabelul 4.23 sînt prezentate în tabelul 4.24.

Pe baza experimentărilor cuprinzătoare și care în parte au fost ilustrate mai înainte, la barajul Upper Stillwater s-au admis următoarele caracteristici pentru calculele de rezistență la baraj (caracteristici medii obținute pentru rollcret cu vîrsta de 1 an):

— rezistența la întindere statică . . . . . 1,2 MPa
— coeziune . . . . . 2,1 MPa
— rezistența la compresiune statică . . . . . 20,7 MPa
— greutate volumetrică . . . . . 23,23 kN/m³

Aspecte tehnologice și economice. Tehnologiile de execuție a rollcretului au asimilat tehnologiile curente de la execuția barajelor din umpluturi și diferențiat pe țări o parte din cele tipice barajelor de beton. În figura 4.218 este ilustrat lanțul tehnologic aplicat la execuția barajului Tamagawa.

Ritmurile ridicate de turnare necesare în tehnologia barajelor din rollcret impune dimensionarea adecvată a capacităților de preparare și transport a rollcretului. Prepararea se poate face în betoniere de mare capacitate sau

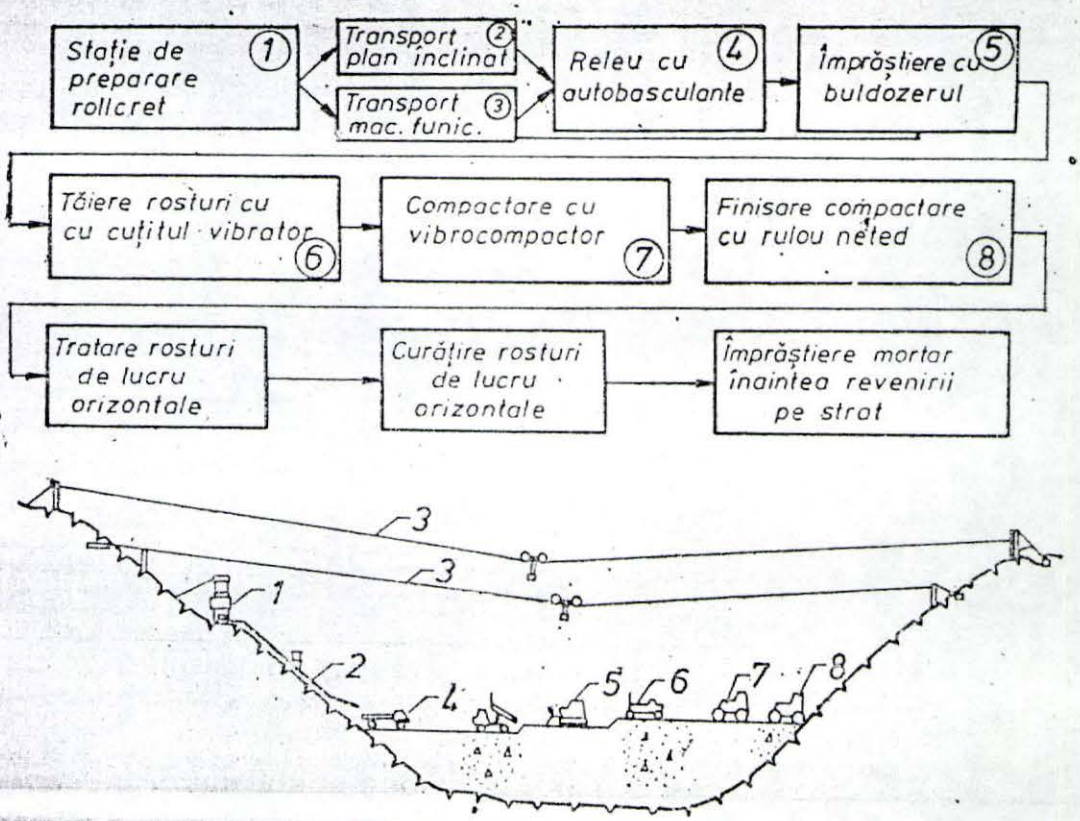


Fig. 4.218 — Schema tehnologică de execuție a barajului Tamagawa.

în instalații cu amestecare continuă de tipul celor pentru prepararea asfaltului. Capacitatea de producție a instalației de la barajul Tamagawa a fost de 5 800 m³/zi. Transportul a fost efectuat pe plan înclinat în bene de 9 m³ și pe două fire de macarale funicular cu capacitate de 200kN și respectiv 95 kN. În SUA se preferă în general transportul cu dumpere sau autobasculante.

O problemă mult discutată este aceea a rosturilor transversale de contracție tipice la barajele de beton. Execuția straturilor din versant în versant exclude posibilitatea realizării rosturilor transversale tradiționale. Cei mai mulți constructori din SUA agreează concepția luării unor măsuri constructive care să prevină apariția unor eforturi termice atît de mari încît să necesite prevederea unor rosturi. Între aceste măsuri se amintesc: turnarea în straturi suficient de subțiri (circa 30 cm) pentru a se facilita disiparea căldurii de hidratare, reducerea drastică a dozajelor de ciment prin adaosuri de cenușă cu scopul reducerii exotermiei, răcirea severă a agregatelor prin pregătirea lor în timpul iernii, limitarea temperaturii betonului proaspăt, turnarea rollcretului numai în perioadele favorabile ale anului (pentru climatul temperat din SUA, martie-iunie). Experiența din SUA a arătat că în condițiile menționate mai înainte creșterea maximă a temperaturii în masa de rollcret a fost de numai 10°C nefiind necesară prevederea unor rosturi.

Studiile la barajul Willow Creek au argumentat că în condiții normale de mediu ambiant (variațiile termice în cursul primăverii) și îndeplinire integrală în execuție a măsurilor prevăzute, în corpul barajului nu se așteaptă fisuri.

Într-o combinație pesimistă a factorilor ambientali a rezultat că pot apare șase fisuri perpendiculare pe lungimea la coronament de 520m a barajului. Ele nu afectează stabilitatea barajului și într-un an sau doi după umplerea lacului se pot autocolmata prin depuneri de particole fine din apa infiltrată sau calcifiere. Fisurile persistente pot fi injectate sau drenate.

Totuși la barajul Tamagawa, după cum se remarcă în figura 4.218 s-a preferat tăierea cu cuțitul vibrator a unor rosturi la intervale de 15 m în zona nedeversantă, respectiv 18 m în cea deversantă. Aceeași concepție s-a aplicat și la alte baraje din rollcret construite în Japonia.

Folosirea cofrajelor apare obligatorie la paramentul amonte. Paramentul aval se poate realiza fără cofrare prin panta de taluz natural al rollcretului, procedeu aplicat la barajul Willow Creek. În zona deversantă a acestui baraj s-a aplicat în final un strat de netezire din rollcret. Utilizarea pentru cofrare la ambele paramente a unor elemente prefabricate de beton care rămîn înglobate în corpul barajului a fost preferată la barajul Upper Stillwater și altele din SUA.

Nu există nici o restricție specifică în prevederea de galerii sau alte goluri în barajele de rollcret. Cel mai popular sistem pentru realizarea galeriilor constă în includerea unor agregate necoezive în spațiile viitoarelor secțiuni care în final se evacuează după întărirea rollcretului.

Opiniile în privința grosimii straturilor de turnare și a tratării rosturilor de lucru orizontale nu sînt convergente. Constructorii din SUA preferă straturile de grosimi reduse (20...30 cm) și rețete de rollcret cu conținut satisfăcător de pastă de mortar care să excludă necesitatea tratării speciale a rosturilor de lucru orizontale. În Japonia se preferă straturi de grosimi mai mari (70...80 cm), iar rosturile orizontale se tratează ca în cazul barajelor tradi-

ționale de beton, revenirea pe strat făcîndu-se după împrăștierea unui strat de mortar. Pe baza celor prezentate mai înainte, inclusiv în privința rosturilor de contracție, se poate remarca tendința evidentă a constructorilor japonezi de a extinde în domeniul barajelor de rollcret tehnicile specifice barajelor tradiționale de beton.

Asupra pauzelor tehnologice între straturi s-au mai făcut referiri. Unii autori introduc parametrul pauza tehnologică în ore, ori temperatura rollcretului la punere in operă în °C. În această concepție îmbunătățită pauza intre straturi se recomandă a fi de 220...330°C × ore [70].

Barajele de rollcret construite pînă în prezent au confirmat performanțele prevăzute asupra economiilor de cost și a scurtării duratelor de execuție. Economiile realizate s-au situat între 10 si 40%, comparativ cu soluțiile tradiționale echivalente, iar duratele de execuție au fost de 1,5...3,0 ori mai reduse.

În România aplicarea acestui tip de baraj prezintă reale perspective de viitor [72]. Analize orientative au condus la concluzia că prețul unitar pe 1 m³ de rollcret reprezintă circa 0,40 din prețul unitar al unui m³ de beton obișnuit de baraj și de 2,50 ori mai mult decît costul pentru 1 m³ de anrocamente. Volumul unui baraj din rollcret este comparativ cu al unui baraj de beton obișnuit și circa 0,20...0,30 din volumul unui baraj de piatră echivalent.

BIBLIOGRAFIE

1. GARBRECHT, G., *Sadd-el-Kafara — The world's oldest large dam.* Water Power Dam Construction, July, 1985.
2. SERAFIM, J.L. — *L'évolution de la construction des barrages en béton.* Sciences et Techniques, nr. 11, 1961.
3. SCHNITTER, N.J. — *The evolution of butress dams.* Water Power Dam Construction, June and July, 1984.
4. SCHNITTER, N.J. — *The evolution of the arch dams.* Water Power Dam Construction, October and November, 1976.
5. MIHAIL, D. — *O privire statistică asupra barajelor,* Hidrotehnica, nr. 3, 1980.
6. PRIȘCU, R. — *Construcții Hidrotehnice,* vol. I. Editura Didactică și Pedagogică, București 1974.
7. MERMEL, T.W. — *Major dams of the world — 1985.* Water Power Dam Construction, July, 1986.
8. VASILIU, F.M. — *Probleme speciale privind proiectarea barajului deversor Porțile de Fier — 1.* MEE-ISPH, Comunicări tehnico-științifice, vol. III, București, 1970.
9. GRIȘIN, M.M., ROZANOV, N.P., BELÎI, L.D. i dr. — *Betonnîe platinî na scalinîh osnovaniah.* Moskva, Stroiizdat, 1975.
10. CARIC, D.M., EIGENHEER, L.P., URIARTE, J., SZPILMAN, A., GALLICO, A. and SARKARIA, G.S. — *The Itaipu hollow gravity dam.* Water Power Dam Construction, May. 1982.
11. PRIȘCU, R., POPOVICI, A. — *Optimizarea barajelor de greutate și cu contraforți.* Buletinul Științific, ICB, nr. 4, 1970.
12. PRIȘCU, R., DUMITRAȘCU I. — *Barajul Gura Rîului* — Hidrotehnica, nr. 2, 1981.
13. IONESCU, ST., HULEA D. — *Barajul Drăgan — Concepția generală.* Hidrotehnica, nr. 3, 1986.
14. * * * — *Design of Gravity Dams.* A Water Resources Technical Publication. United States Government Printing Office, Denver, 1976.
15. * * * — *Instrucțiuni tehnice departamentale pentru execuția și controlul betoanelor folosite la construcțiile hidrotehnice.* MEE-ISPH București, 1986.
16. * * * — *The Philosophy for Selecting Dam Design Criteria.* ICOLD — Committee on Design and Analyse of Dams, Paris, 1986.
17. BALA, M. SALAGEANU, G. STANUCA, A., ș.a. — *Tehnologii de execuție a construcțiilor hidroenergetice vol.II, II.* Editura Tehnică, București, 1985.
18. IONESCU ST., HULEA, D., SOCU, A. — *Barajul Drăgan — Probleme speciale apărute în cursul execuției lucrărilor.* Hidrotehnica, nr. 4, 1986.
19. MILLET, J.C., RENIER, D., GOGUEL, B., MICHEL, G. — *Fissurations de barrages provoquèes par un gonflement des bétons.* Q 57, R 35. Procedeedings 15-th International Concgress on Large Dams, Lausanne, 1985.
20. EAKIN, J.H., MC. MILLEN, D.G. — *American Falls replacement dam.* Q 48, R 1. Proceedings 13-th International Congress on Large Dams, New Delhi, 1979.
21. LAPIERRE, N., STERESCO, M. — *Comportement a leur jonction du bloc prisend'eau — centrale et des cloisons a l'aménagement Beauharnois.* Q 48, R 9, Proceedings 13-th International Congress on Large Dams, New Delhi, 1979.
22. * * * — *Grout cures Kamburu alcali-silica reaction.* Construction Today, December, 1988.
23. ZIENKIEWICZ, O.C. — *The Finite Element Method. Third Edition.* Mc. Graw — Hill Book Company (U.K.) Limited London, 1977.

24. PRIȘCU, R. — *Contribuții la calculul termoelastic al barajelor arcuite.* Teză de doctorat, ICB, 1969.
25. ANGELONI, P., BOCELLATO, R., GIUSEPPETTI, R., MENGA E., PEANO, A.,P — *version approximation of cyclic thermal problems.* ISMES Publications, Bergamo, 1985.
26. LOUIS C., DESSENNE, J.L. and FEUGA B. — *Interaction between Water Flow Phenomena and the Mechanical Behaviour of Soil or Rock Mass.* Finite Elements in Geomechanics. Edited by G. Gudehus. John Wiley Sons, 1977.
27. DIAB, B., — *Contribution a l'étude du camp barrage — fondation et explication des seismes dus au remplissage de certains reservoirs.* Mémoires C.E.R.E.S., l'Université de Liège, No. 46, Avril, 1974.
28. POPOVICI, A. — *Model de analiză statică neliniară a unui sistem bidimensional baraj — teren de fundare.* Hidrotehnica, nr. 3, 1986.
29. POPOVICI, A., GROZA, G. — *ELFIGEN — un program general în elemente finite pentru analiza problemelor de cîmp plane.* Institutul de Construcții — București, 1986.
30. POPOVICI, A., GROZA, G., OLTEANU, M. — *Asupra înclinării optime a voalului de etanșare la barajele de greutate,* Hidrotehnica. nr. 11, 1988.
31. * * * — *PE 729/89. Normativ departamental pentru clasificarea, gruparea și evaluarea acțiunilor pentru construcții hidrotehnice.* MEE-ISPH, Bucuresti, 1989.
32. PRIȘCU, R., CONSTANTINESCU, A., COMȘA, R. — *Considerations upon the dam-rock interfaces stresses in butress dams.* Proceedings Symposium on Criteria and Assumption for Numerical Analysis of Dams, Swansea, 1975.
33. STEMATIU, D. — *Studiu privind eforturile generate de greutatea proprie în barajele arcuite.* Teză de doctorat, ICB, 1976.
34. POPOVICI, A. — *Contribuții la calculul seismic al barajelor arcuite.* Teză de doctorat, ICB, 1976.
35. PRIȘCU, R., POPOVICI, A., STEMATIU; D., ILIE, L., STERE, C. — *Ingineria seismică a marilor baraje.* Ed. I. Editura Academiei R.S.R., București, 1980. Ed. II în limba engleză, John Willey Sons Limited, London, 1985. 1
36. * * * — *Large Dams în China-History Achievement, Prospect.* Edited by Chinese Nationa Committee on Large Dams. Published by China Water Resources and Electric Power Press, Beijing, 1987.
37. Thomas, H.H. — *The Engineering of Large Dams. Parts I II.* John Willey Sons, London, 1976.
38. DAVIS, C.V., SORENSEN, K.E. — *Handbook of Applied Hydraulics* (*Third Edition*) Mc. Graw-Hill Book Company, New York, 1969.
39. HOBST, L., ZAJIK, J. — *Ancorarea în roci* (traducere din limba cehă). Ed. Tehnică, Bucuresti, 1981.
40. POPOVICI, A., SUPROVICI, P. — *Construcții hidrotehnice. Aplicații, volumul I,* I.C.B., 1986.
41. ENIKEEV, G., IMANALIEV, B. I., KAZACENKO, M. K., MACSIMOV, K. I., HAKIMOVA, G. K., Sostoianie plotinî Kurpais Koi GES v period vremennoi expluatații po dannîm naturnîh nabliudenii. Ghidrotehnicesko Stroitelistvo, No. 11, 1987.
42. BONALDI, P., FANELLI, M., GIUSEPPETTI, G., MAZZA, G. — *Pseudo* 3-D *analyses of the effects of basin deformations on dam displacements: comparison with experimental measurements.* ISMES Publications, No. 174, Bergamo, 1982.
43. PRIȘCU, R., POPOVICI, A. — *Une solution générale concernant le calcul des barrages — poids triangulaires.* Révue roumaine des sciences tehniques, nr. 5, 1965.
44. PRIȘCU, R., POPOVICI, A., SUPROVICI, P. — *An optimized design method for butress dams.* Water Power & Dam Construction, nr. 3, 1981.
45. SUPROVICI, P — *Optimizarea barajelor de beton.* Teză de doctorat, ICB, 1986.
46. PRIȘCU, R., STEMATIU, D., STERE, C. *Le dimensionnement rationnel des barrages-poids precontraints.* Memoires CERES, Université de Liège, no. 58, juillet, 1983.
47. PRIȘCU, R., FLEGONT, G. — *Barajul cu contraforți Poiana Uzului.* Hidrotehnica, nr. 12. 1971.
48. * * * — *Désordres graves constaté sur des barrages francais.* Q 49, R 37. Proceedings 13-th International Congress on Large Dams, New Delhi, 1979.
49. PEDRO, J.O. — *Finite Element Stress Analysis of Arch Dams,* LNEC, Lisbon, September, 1976.
50. CLOUGH, R.W., ZIENKIEWICZ, O.C. *Finite Element Methods in Analysis and Design of Dams.* Report of ICOLD Committee on Analiysis and Design, University College of Swansea, May, 1976.

51. PRIȘCU, R., POPOVICI, A., SUPROVICI, P. — *Optimizarea dimensionării la cutremur a profilelor vbarajelor de greutate și cu contraforți*. Hidrotehnica, nr. 2, 1981.
52. MULLER, J., — *Trends in Design and Construction Practice. The Economical Construction of Concrete Dams*. Special ASCE Publication, 1972.
53. PRIȘCU, R., STEMATIU, D., POPOVICI, A. — *Le calcul des barrages voûtes à double curbure*. Révue Roumaine des sciences techniques, Tome 19, nr. 3, 1974.
54. IRONS, B., AHMAD, S. — *Techniques of Finite Elements*. Ellis Horwood Limited, Chichester, 1980.
55. STEMATIU, D. — *Calculul structurilor hidrotehnice prin metoda elementelor finite*. Editura Tehnică, București, 1988.
56. PRIȘCU, R., POPOVICI A., STEMATIU, D., STERE, C. — *Progress in Static and Dynamic Analysis of Dams*. Buletinul Științific, I.C.B., nr. 1—2, 1978.
57. WILSON, E.L., BATHE, K, J, PETERSON, F.E. — *SAP IV — A Structural Analysis Program for Static and Dynamic Response of Linear Systems*. Universitary of California, Berkeley, 1973.
58. POPOVICI, A., PURNUȘ, A. — *Studiu parametric asupra interacțiunii între structura barajelor arcuite și terenul de fundare*. Hidrotehnica, nr. 10, 1987.
59. PRIȘCU, R., POPOVICI, A., STERE, C. — *The Consequences of Partially Grouted Joints upon the Arch Dam Seismic Behaviour*. Proceedings International Seminar IABSE/ ISMES „Constructions in Seismic Zones" Bergame, May, 1978.
60. STEMATIU, D., POPESCU, R. — *Analiza continuității structurale a barajului Herculane în condiiile exploatării parțiale*. Hidrotehnica, nr. 5, 1986.
61. TOMA, I. — *Analiza statică și seismică a barajului Poiana Rusă*. Raport ISPH, București, 1988.
62. * * * — *International Workshop on Arch Dams*. University of Coimbra — July 1987. Water Power Dam Construction, September, 1987.
63. BONALDI, P., GAETANO, M., PEANO, A., RICCIONI R. — *The role of CAD in the design of important structures*. ISMES Publications, Bergamo, November, 1980.
64. FANELLI, M., GIUSEPPETTI, G., RABAGLIATI, U — *Il calcolo delle dighe a volta il metodo d iRitter modificato*. ISMES Publications, Bergamo, October, 1978.
65. STENSCH, W. Free form shaping of arch dams. A new technique Q43, R13. Proceedings 11-th international Congress on Large Dams, Madrid, 1973.
il metodo di Ritter modificate. ISMES Publications, Bergamo, October, 1978.
66. LONDE, P. — *Rock Mechanics and Dam Foundation Design*. Special Bulletin, ICOLD, Paris, 1962.
67. SCHRADER, E.K., THAYER, H.J. WILLOW CREEK DAM — *A roller compacted concrete fill*. Q 55 R 26, Proceedings 14-th International Congress on Large Dams, Rio de Janeiro, 1982.
68. YAMAUCHI, T., HARADA, J., OKADA, T., SHIMADA, S. — *Construction of Tamagawa dam by RCD method*. Q 57, R 6. Proceedings 15-th International Congress on Large Dams, Lausanne, 1985.
69. RICHARDSON, A.T. — *Upper Stillwater dam roller compacted concrete design and construction concepts*. Q 57, R 14. Proceedings 15-th International Congress on Large Dams, Lausanne, 1985.
70. PHILLEO, R.E. — *Concrete dams — an old problem always present: cracking — A new technology: rolled concrete (rollcrete)*. General Report, Q 57, Proceedings 15-th International Congress on Large Dams, Lausanne, 1985.
71. LOSAK, V.K. SMIRNOVA, L.N., SOKOLOV, V.V, TARASOV, I.A. — *Primeneniu ukatannogo betona v nizovom plotinî Buriskoi G.E.S.* Ghidrotehniceskoe Stroitelistvo, No. 2, 1988.
72. BALLY, R.J., MATEI, S., MUNTEANU, A. — *Notă cu privire la barajele din beton cilindrat*. Hidrotehnica, nr. 2, 1988.

ÎN CURS DE APARIȚIE:

CONSTANTINESCU M.

Baraje de greutate din beton

Format 170 × 240 mm, 152 pag. (68 figuri, 17 tabele), broșată

Lucrarea tratează dimensionarea barajelor de greutate pure sau precomprimate din beton. Se urmărește obținerea profilului transversal optim, care, cu un consum cît mai redus de materiale să ofere cea mai bună comportare sub încărcarea presiunii apei.

Pentru alegerea și proiectarea unor profile optime la barajele de greutate din beton s-au folosit metodele de calcul perfecționate (teoria elasticității, metoda elementelor finite), tehnologiile avansate de execuție și producere a unor materiale cu caracteristici tehnice superioare etc.

Pe plan teoretic, lucrarea conține soluții originale pentru două aspecte legate de problama optimizării profilelor barajelor de greutate:

— integrarea ecuațiilor diferențiale ale traiectoriilor eforturilor principale în barajele de greutate triunghiulare din beton (literatura de specialitate dă soluții numai pentru unele cazuri particulare);

— integrarea ecuației grosimii relative a barajelor de greutate precomprimate, pentru care acțiunea cablurilor conduce la economii importante de beton și costuri.

Pentru barajele precomprimate lucrarea stabilește o forță optimă în cabluri care conduce la economia maximă de costuri, pentru o înălțime de baraj dată.

Se adresează tuturor proiectanților și specialiștilor din domeniul hidroenergetic, cît și studenților din facultățile de profil.

SIMIONESCU, Al., SIMIONESCU EMILIA

Tehnologii pentru excavații la suprafață, vol. I

Format 170×240 mm, 315 pag. (142 fig., 88 tabele), broșată

Lucrarea tratează pentru prima dată în literaura tehnică de specialitate din țara noastră, sub această formă, tehnologiile pentru excavații la suprafață.

Lucrarea este constituită din trei părți, fiind grupată pe două volume. Fiecare parte are mai multe capitole, însoțite de tabele, fotografii și desene alb-negru, care prezintă execuția excavațiilor la suprafață.

În prima parte a vol. I sînt tratate operațiile tehnologice pe flux, cum ar fi săparea manuală pe scurt și în detaliu, săparea mecanizată, unde sînt descrise utilajele moderne folosite și anume: ciocane de abataj, buldozere, excavatoare, screpere, încărcătoare, gredere, vibrocompactoare, drăgi și utilaje speciale de tipul instalațiilor Else, Kelly, hidrofreze etc.

De asemenea, sînt prezentate operațiile de săpare cu explozivi respectiv: perforare, burghie pentru perforatoare, comportarea rocilor și caracteristicile lor, amplasarea găurilor ,lungimea, diametrul, înclinarea, distanța și numărul de găuri, inclusiv explozivii și schemele de împușcare la suprafață.

În continuare sînt arătate și celelalte operații tehnologice care urmează după săpare, respectiv: adunare, încărcare, transport, nivelare și compactare.

Prin volumul de informații acumulat, lucrarea se adresează tuturor lucrătorilor din domeniul construcțiilor hidrotehnice, industriale, de drumuri și poduri, celor interesați din domeniile sistematizării, construcțiilor civile și agrozootehnice, platformelor industriale, hidroameliorațiilor, canalizărilor, alimentărilor cu apă, din alte domenii similare. De asemenea, poate fi folosită și de studenți.

DUMITRESCU D., AGENT R., POSTELNICU T.

Îndrumător pentru calculul și alcătuirea elementelor structurale de beton armat

Format 170×240 mm, 504 pag. (403 fig., 36 tabele), broșată

Lucrarea are ca bază noul standard (10107è0—90) pentru calculul elementelor de beton și beton armat, care a fost aprobat în anul 1990 și care cuprind importante modificări în raport cu vechiul standard, avînd drept consecință schimbarea tuturor tabelelor de calcul.

Îndrumătorul ține seama de modificările referitoare la clasele de betoane, la rezistențele de calcul pentru unele tipuri de oțeluri folosite la armături, la relațiile de calcul la fisurare, compresiune excentrică oblică, la determinarea rigidității precum și la prevederile constructive. Lucrarea cuprinde, de asemenea, probleme de proiectare antiseismică a construcțiilor din beton armat.

Se adresează inginerilor constructori din cercetare, proiectare și execuție, ca și studenților din facultățile de construcții.